

LES ESSAIS PRESSIOMÉTRIQUES ET LEURS APPLICATIONS EN FRANCE RAPPELS HISTORIQUES ET ÉTAT DES CONNAISSANCES

THE PRESSUREMETER TESTS AND THEIR APPLICATIONS IN FRANCE HISTORICAL SUMMARY AND STATE OF THE ART

Maurice CASSAN
FONDASOL, Avignon, France

RÉSUMÉ – Cet état des connaissances présente l'évolution des techniques pressiométriques en France depuis 1955. Les appareils, les modes de forage, les méthodes d'interprétation sont décrits ainsi que les règles de dimensionnement des ouvrages géotechniques basées sur les essais pressiométriques. Des exemples d'applications et la liste des travaux de thèses liés aux pressiomètres sont également fournis.

ABSTRACT – This state of the art presents the evolution of pressuremeter testing in France since 1955. Equipment and drilling techniques, pressuremeter theory, interpretation of test results are described and design rules of geotechnical structures based on pressuremeter tests. Several applications and list of theses are also discussed.

1. Quelques rappels historiques

Depuis l'invention du pressiomètre par Louis Ménard en 1955, les essais pressiométriques et leur application aux problèmes du génie civil se sont considérablement développés dans le monde et plus particulièrement en France, pays d'origine de son brillant inventeur, où l'on réalise actuellement environ 350 000 essais par an.

Certes, dans les premières années de sa mise en service, le pressiomètre a suscité de nombreuses contestations dont certaines furent assez rudes, mais il a fini par s'imposer dès le milieu des années 1960, d'abord parce que c'est le seul essai qui permet d'obtenir in situ, et à toute profondeur, une relation entre contrainte et déformation, c'est à dire une loi de comportement, ensuite parce que les géotechniciens ont fini par admettre que les méthodes d'exploitation des résultats constituaient une approche originale et globale des problèmes géotechniques et qu'il était vain de chercher à déterminer les paramètres traditionnels de la mécanique des sols à partir des paramètres pressiométriques. Il suffit pour s'en persuader, de parcourir le chemin de l'évolution du pressiomètre et des méthodes pressiométriques depuis leurs origines jusqu'à aujourd'hui.

1.1. Évolution du pressiomètre

Au fil des années, la technologie a évolué, et plusieurs générations d'appareils ont vu le jour depuis les deux premiers prototypes désignés par A (1955) et B (1956) (Ménard, 1957 ; Gambin, 1990).

Le prototype A, celui du brevet, est schématisé sur la figure 1. Il comportait deux pompes et deux volumètres car les cellules de garde étaient gonflées à l'eau, et il nécessitait un forage de 140 mm de diamètre.

Le prototype B constituait une amélioration du précédent puisqu'il ne comportait qu'un seul volumètre fixé dans le prolongement du tube métallique à la base duquel se trouvait la sonde pressiométrique (Figure 2). Ce nouveau prototype ne nécessitait plus que des forages de l'ordre de 50 mm de diamètre environ, mais il restait relativement peu maniable.

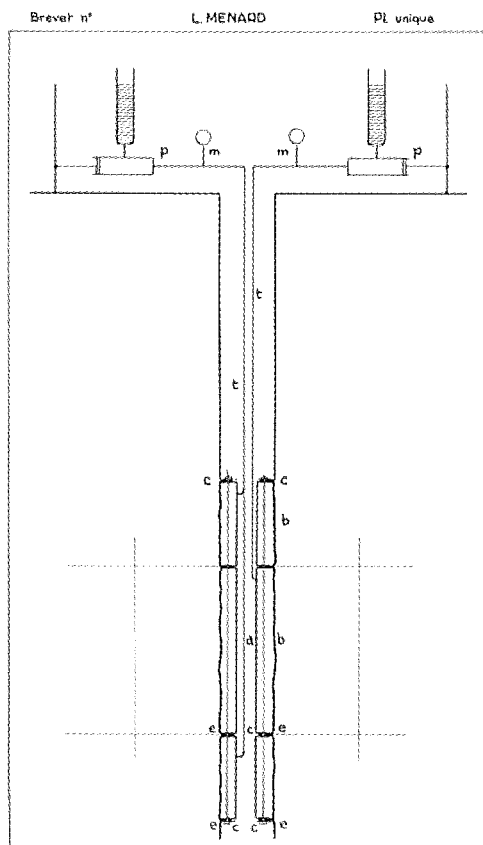


Figure 1. Prototype A

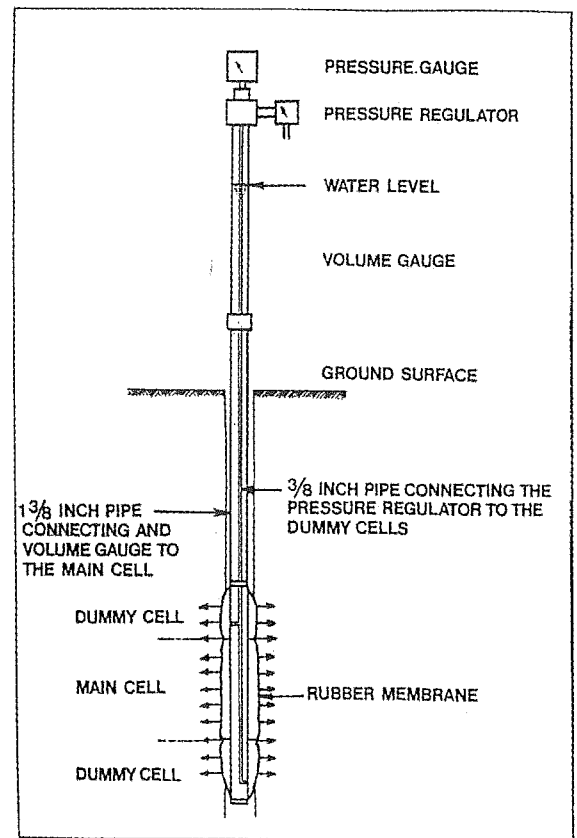


Figure 2. Prototype B

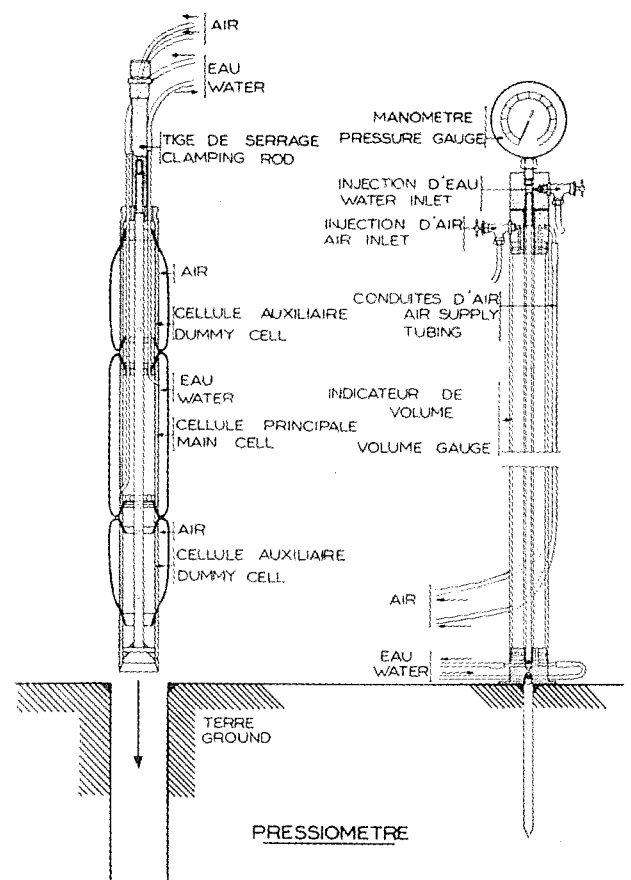
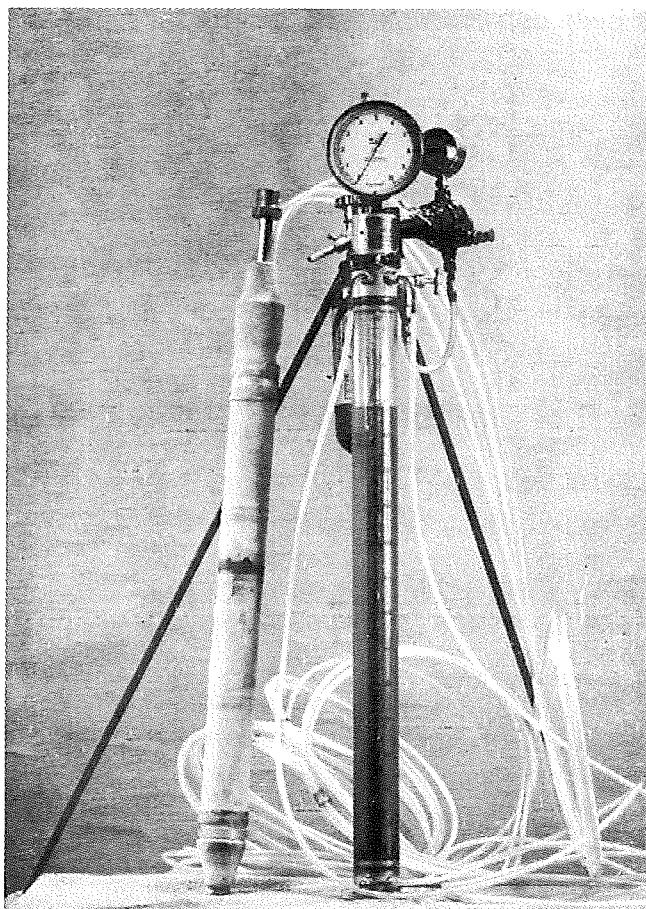


Figure 3. Pressiomètre de type C

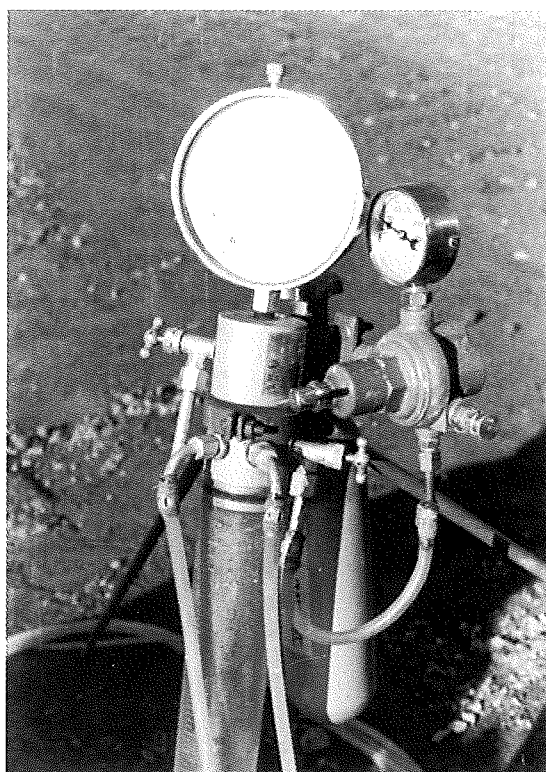


Figure 4. Pressiomètre de type D (1958)

Les premières générations véritablement opérationnelles sont celles des types C et D munis de volumètres en matière translucide et à lecture directe.

Le pressiomètre de type C (Figure 3), mis en service en 1957, beaucoup plus léger et maniable, n'a toutefois pas eu une longue existence, car très rapidement les utilisateurs se sont aperçus que les embouts en aluminium du volumètre étaient relativement poreux. C'est pourquoi, dès 1958, fut lancée la série des pressiomètres de type D (Figure 4).

Ces appareils permettaient d'atteindre des profondeurs d'environ 12 mètres et des pressions de 1 MPa. Dans la même série, une variante à deux volumètres a été mise en service en 1959 mais elle n'a pas eu un grand développement (Figure 5).

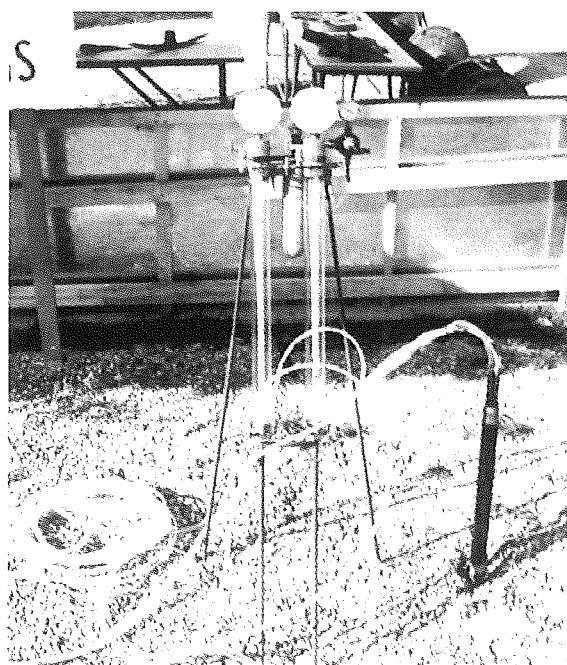


Figure 5. Pressiomètre de type D à deux volumètres

En 1960, Louis Ménard a mis au point une nouvelle génération, le type E (Figure 6), qui conservait toutes les améliorations du type D mais qui, grâce au renforcement de certains éléments en particulier la conception du volumètre en acier avec un tube de lecture latéral, permettait d'atteindre des pressions de 2,5 MPa avec une précision de lecture de $1/100 \text{ cm}^3$.

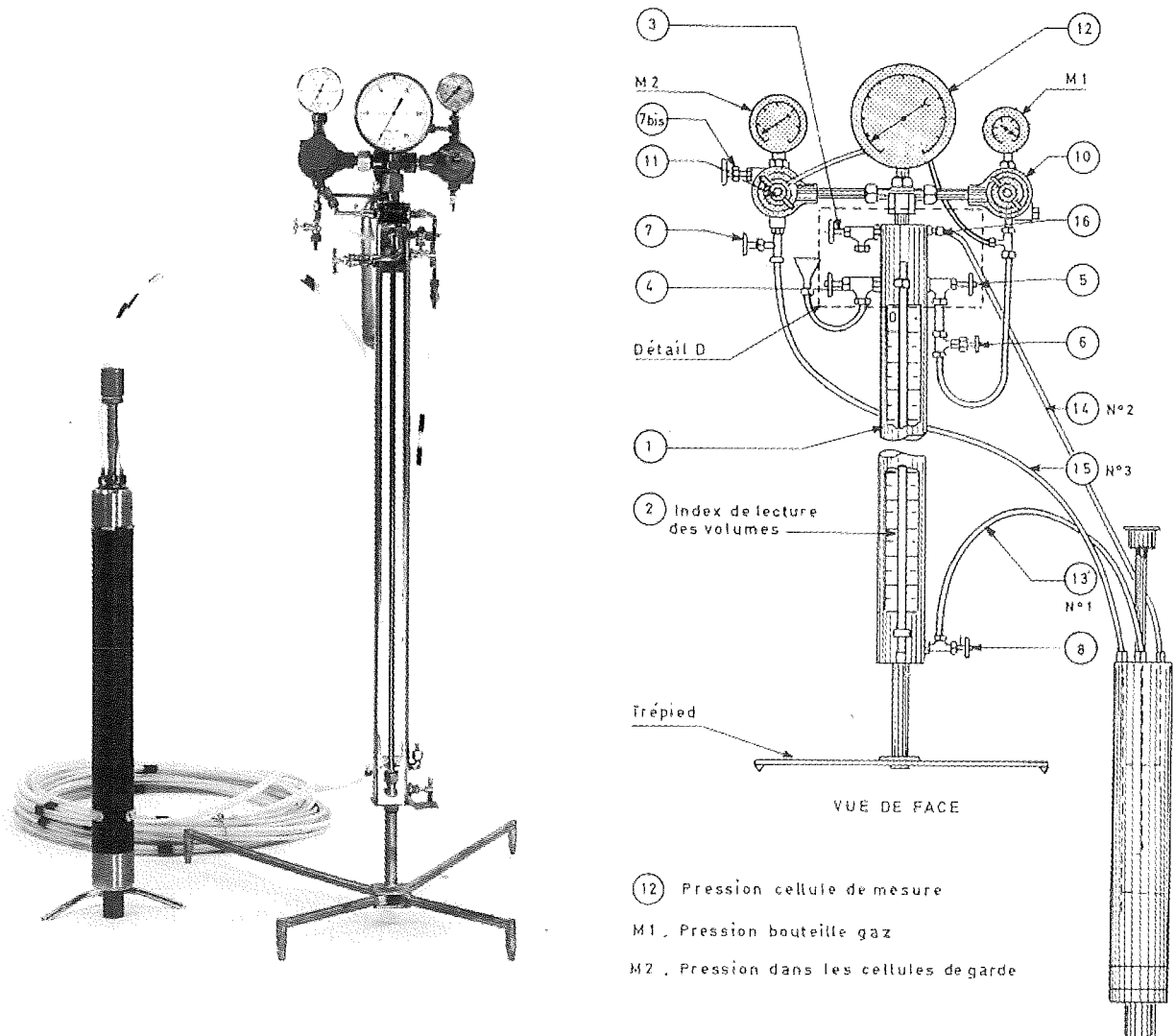


Figure 6. Pressiomètre de type E

Dans le courant de l'année 1961, une nouvelle amélioration portant sur le renforcement des embouts du volumètre a permis d'atteindre des pressions de 10 MPa avec l'air comprimé ou l'azote. Il faut toutefois bien reconnaître que, dans la pratique, on dépassait rarement 8 MPa compte tenu des éclatements fréquents des gaines et des membranes.

Ces pressiomètres de type E étaient caractérisés par une sonde de mesure qui, comme les précédentes, comportait trois cellules indépendantes (Figure 7), chacune étant isolée des autres par une membrane très souple et les deux cellules de garde étant alimentées par un gaz comprimé. L'ensemble de ces trois cellules était protégé par une gaine déformable unique.

Ces sondes existaient en plusieurs diamètres :

- Ø 60 mm mises en service en 1957 ;
- Ø 80 mm et 100 mm (1958) ;
- Ø 44 mm (1959) ;
- Ø 76 mm mises en service en 1960.

Les sondes de 44 mm pouvaient être mises en place par battage d'un train de tubes de $\varnothing 47/60$ mm dont le tube inférieur, contenant la sonde, était dilatable grâce à des fentes longitudinales. Ce tube est appelé « tube fendu » ou « tube lanterne ».

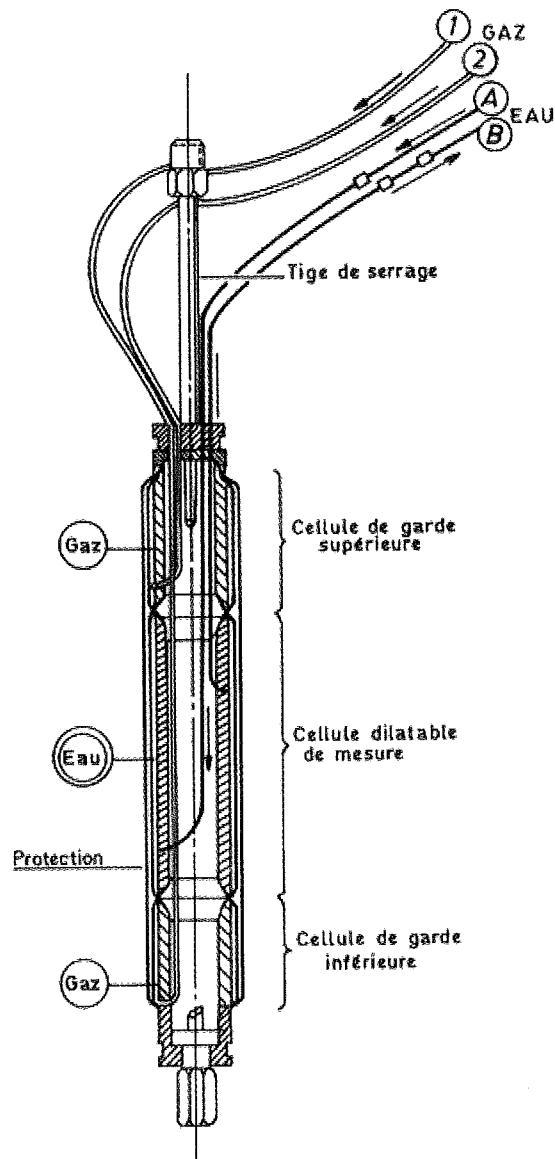


Figure 7. Sonde de type E

En 1963, a été mis au point un pressiomètre de type F qui, pour améliorer la précision des mesures du type E, présentait les modifications suivantes :

- adjonction, à la base de l'ensemble volumétrique, d'un by-pass qui permettait d'isoler le volumètre principal du tube de lecture, ce dernier fonctionnant alors comme un micro-volumètre ;
- cellules de garde gonflées à l'eau d'où présence d'un deuxième volumètre (Figure 8) ;
- les tubes d'alimentation de la cellule de mesure et des cellules de garde qui, dans les appareils précédents étaient formés de deux tubes souples indépendants, deviennent coaxiaux.

Ces dispositions permettaient, selon Louis Ménard, d'améliorer la précision des mesures.

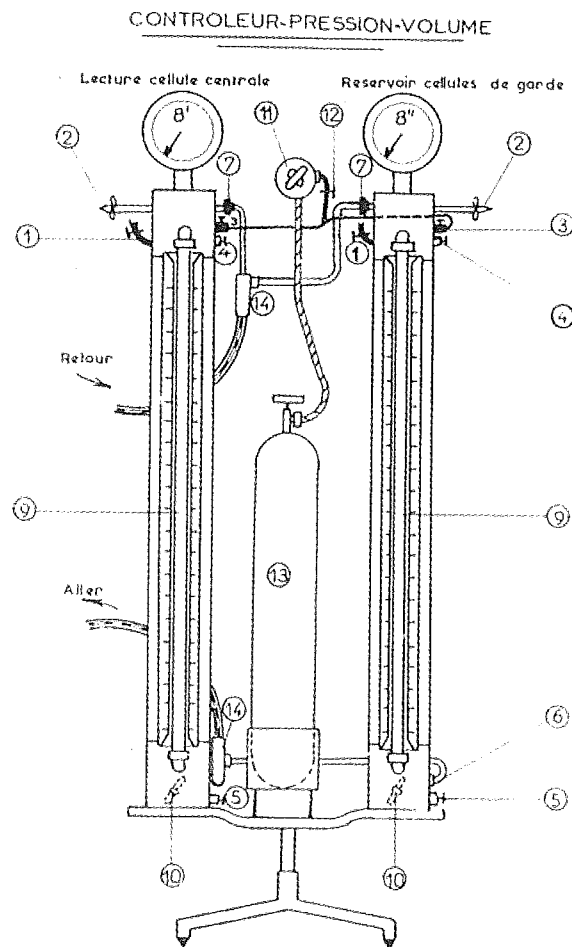


Figure 8. Pressiomètre de type F – Contrôleur-pression-volume

Mais en 1965, un nouveau type d'appareil, le type G, était mis en service avec une modification très importante.

Les membranes souples qui isolent les cellules de garde, et qui les rendent indépendantes entre elles, ont été supprimées et c'est la dilatation de la gaine de protection sous l'effet de la pression du gaz, injecté par la tubulure d'alimentation de ces cellules, qui provoque la déformation cylindrique principale du sol (Figure 9a). Mais pour que la cellule centrale vienne s'appliquer contre la paroi du forage il faut alors que la pression intérieure de l'eau qui lui est appliquée soit légèrement supérieure à celle du gaz qui s'exerce à l'extérieur. On peut donc dire que la cellule centrale se comporte pratiquement comme un simple capteur de déformation. Un dispositif spécial permet de fixer et de maintenir une pression différentielle constante entre le gaz des cellules de garde et l'eau de la cellule de mesure lorsque la pression appliquée sur le sol croît. Cette pression différentielle ne doit évidemment pas être trop importante pour que la déformation du sol puisse être considérée comme cylindrique (Figure 9b).

Les cellules de garde sont donc à nouveau gonflées au gaz, mais le système des tubes coaxiaux est maintenu, l'alimentation d'eau se faisant par le tube central et celle de gaz par l'espace annulaire compris entre les deux tubes.

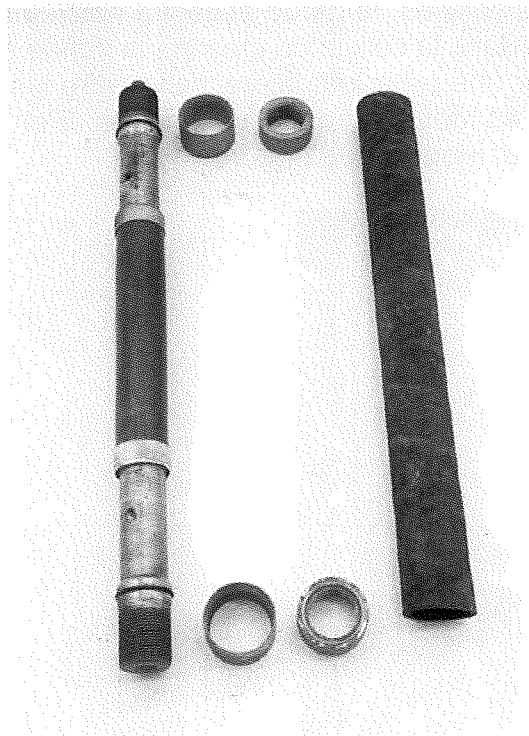


Figure 9a. Sonde type G démontée

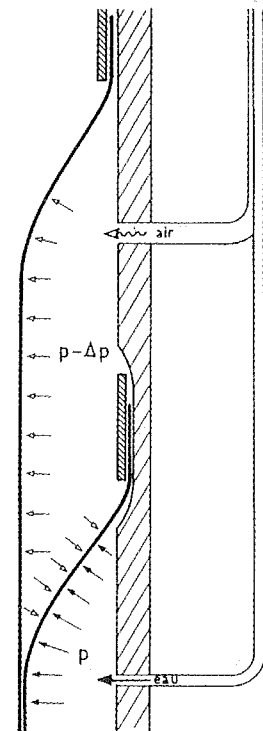


Figure 9b. Détail de l'extrémité de la cellule de mesure type G

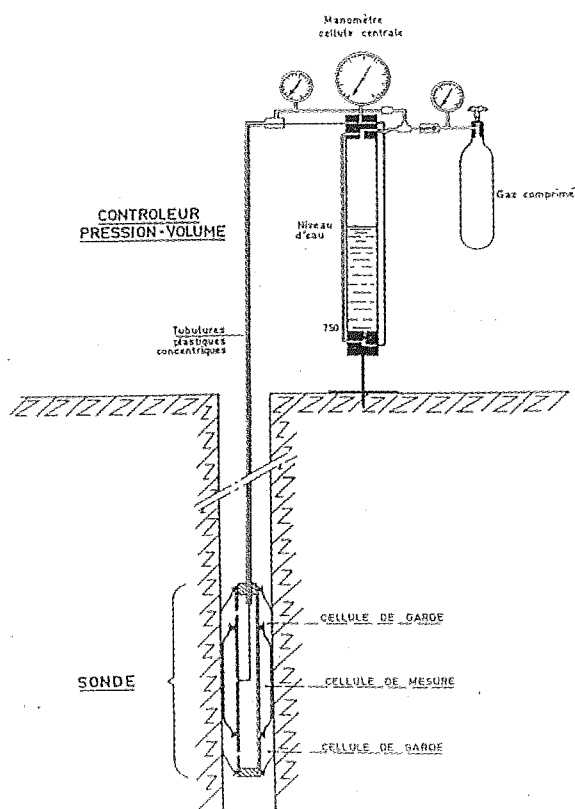


Figure 10a. Schéma de principe du pressiomètre type G

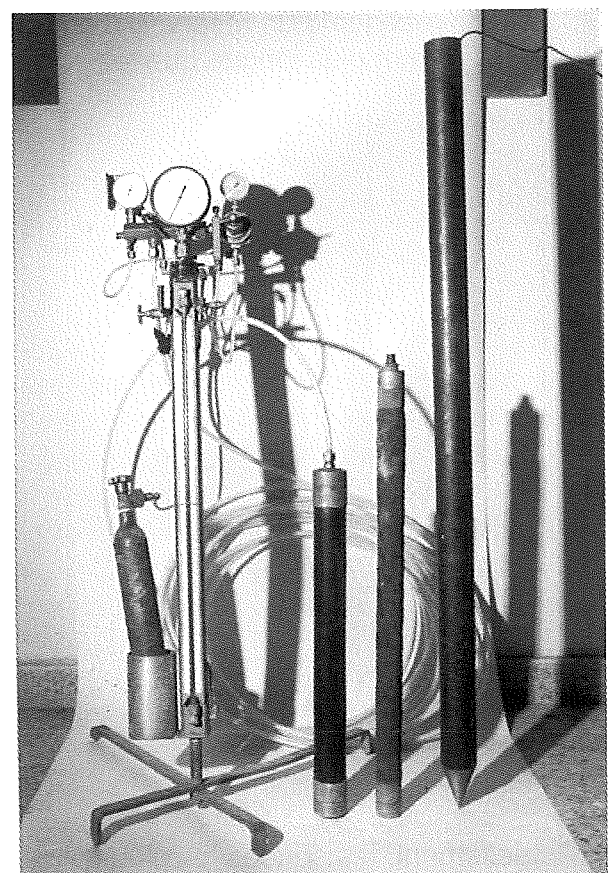


Figure 10b. La panoplie pressiométrique de type G

Dans le type GB mis en service en 1973, les cellules de garde étaient à nouveau gonflées à l'eau et comme il s'agissait du même fluide que dans la cellule de mesure, la sonde était conçue de telle manière qu'il n'y ait plus lieu de prévoir une pression différentielle entre les cellules de garde et la cellule de mesure. L'appareil était doté de deux volumètres. Par ailleurs, la présentation a été considérablement améliorée et modernisée (Figure 11).

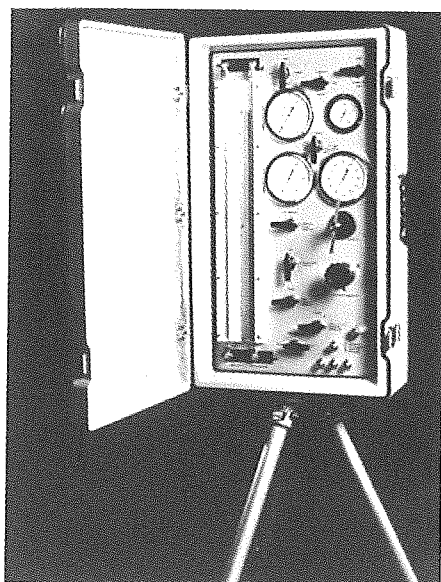


Figure 11. Pressiomètre de type GB (1973)

Dans le type GC mis en service en 1975, les cellules de garde sont gonflées à l'air comprimé comme d'ailleurs dans le type GA mis en service un peu plus tard (1976), qui se différencie du GC par la présence d'un réservoir d'eau supplémentaire destiné à permettre l'installation d'une sonde de 76 mm plus longue que les sondes usuelles de 60 et 44 mm (Figure 13).

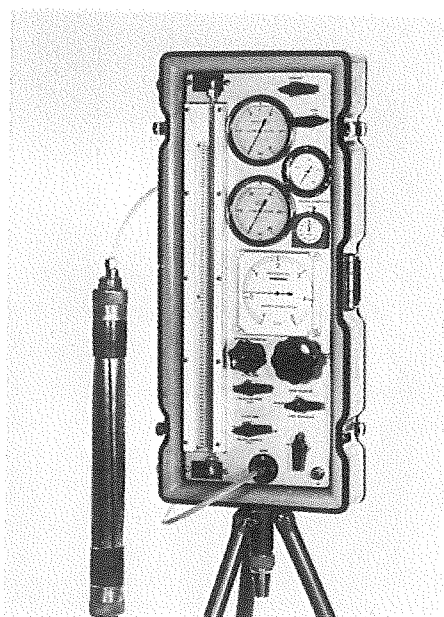


Figure 12. Pressiomètre de type GC (1975)

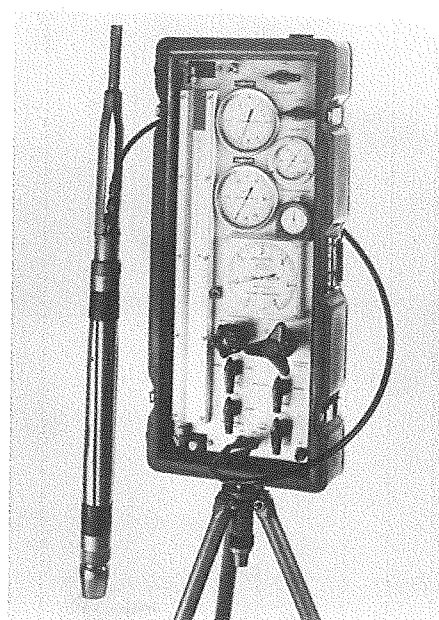


Figure 13. Pressiomètre de type GA (1976)

Actuellement, les sondes les plus utilisées sont les sondes de 44 et 60 mm de diamètre et ce sont ces dernières qui figurent dans la norme AFNOR P 94-110-1 du 5 Janvier 2000 dont nous aurons l'occasion de reparler.

En 1984, a été mis en service un pressiomètre identique au GA, à ceci près qu'il n'y a pas de dispositif de lecture directe de la pression différentielle. Celle-ci est calculée par l'opérateur à

partir des pressions mesurées par des manomètres dans la cellule de mesure et dans les cellules de garde. Actuellement, c'est ce pressiomètre qui est le plus utilisé et qui a fait l'objet d'aménagements technologiques intéressants comme la présence de plusieurs manomètres se connectant sur le circuit en fonction de la plage de pressions désirée : 0/1 MPa, 0/5 MPa et 0/10 MPa. Il permet de travailler non seulement en saisie manuelle des données mais, depuis 1992, également en saisie automatique grâce au Système Pressiométrique d'Acquisition de Données (SPAD) (Figure 14).

Ce système consiste en un coffret de 10 kg contenant les composants électroniques d'enregistrement reliés à trois capteurs installés dans le contrôleur pression-volume (C.P.V.) et qui s'adapte directement sur celui-ci. Le mode opératoire de l'essai n'est pas modifié et les mises en pression peuvent se faire manuellement, la durée des paliers étant programmée et maintenue constante.

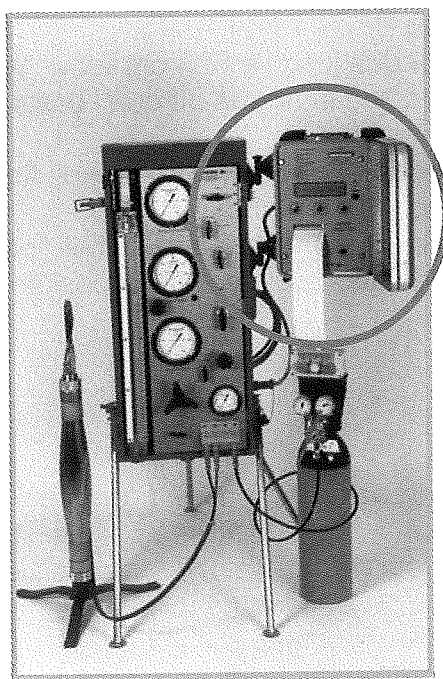


Figure 14. SPAD (1992)



Figure 15. PAC (1985)

Les données sont stockées sur des cartes qui sont exploitées en bureau d'études pour être traitées par des logiciels appropriés qui calculent les différents paramètres géotechniques du sol, conformément à la norme en vigueur.

Très récemment des dispositifs de saisie de données encore plus perfectionnés ont fait leur apparition. Ces dispositifs permettent, en effet, d'effectuer la transmission de ces données par le système G.S.M., en temps réel, directement du chantier au bureau d'études qui les reçoit sur ses ordinateurs et peut ainsi les traiter immédiatement. Quelques bureaux d'études importants sont déjà dotés de ces dispositifs.

L'idée d'automatiser la saisie des mesures, à l'aide de cartes perforées sur le chantier par l'opérateur, avait déjà germé dans l'esprit inventif de Louis Ménard dès 1965. Mais il a fallu attendre 1985 pour que soit mis au point par ses successeurs un Pressiomètre Assisté par Calculateur (P.A.C.) (Baud, 1985). Cet appareil remarquable n'a été fabriqué qu'en dix exemplaires et n'a pas eu le succès qu'il méritait, peut-être parce qu'il était en avance sur son temps (Figure 15).

C'est essentiellement l'accélération des progrès de l'électronique et de l'informatique durant ces vingt dernières années qui a permis d'arriver aux dispositifs évoqués précédemment.

Actuellement, certaines firmes, pour les besoins de leurs études, ont été amenées à faire progresser les performances de leurs pressiomètres. C'est ainsi que pour permettre d'appréhender les pressions limites de terrains fortement surconsolidés, ce qui ne peut se faire avec les appareils actuellement en service et cela d'autant moins que la norme française limite

à 5 MPa la pression maximale de l'essai, la société Fondasol a mis en service, en 2004, une sonde et un dispositif de mesure qui ont permis d'atteindre des pressions de 18 MPa en atelier et de 12 à 15 MPa sur chantier. Il devient dès lors possible d'optimiser les projets avec une sécurité normale. Ce dispositif est décrit dans une communication figurant dans le Tome 1 des comptes rendus du présent symposium (Massonnet, 2005).

De son côté, le groupe Fugro, dans un souci d'améliorer la qualité des essais et la précision des mesures, a développé une nouvelle génération de pressiomètres conforme aux premières spécifications de Ménard puisque la sonde pressiométrique est du type E, c'est à dire avec les cellules de garde et la cellule de mesure superposées et non emboîtées comme dans le type G, ce qui est une excellente chose. Mais la grande particularité réside dans le réservoir d'eau qui est situé au dessus de la sonde et qui est par conséquent descendu dans le forage.

Les dispositifs de mesure et ceux de saisies de données bénéficient des technologies les plus avancées, ce qui augmente la fiabilité et les performances opérationnelles en particulier :

- en limitant les pertes de charge dans le circuit d'eau ;
- en augmentant la possibilité de gonflement des sondes jusqu'à 800 cm^3 pour les sondes actuelles et à 900 cm^3 pour les sondes futures alors que la norme dit que l'essai peut-être considéré comme terminé à 600 cm^3 ;
- en réduisant la résistance propre des sondes (inertie) qui, équipées de leur tube fendu, n'est que de 0,19 MPa pour un volume de gonflement de 800 cm^3 .

Cet appareillage dont la délivrance de brevet est actuellement en cours a fait l'objet d'une communication figurant dans le Tome 1 des comptes-rendus du présent symposium (Cour et al., 2005).

1.2. Technologies inspirées du pressiomètre

Tout en continuant à travailler à l'amélioration et au perfectionnement de ses premiers pressiomètres, l'esprit inventif de Louis Ménard s'est tourné vers d'autres applications basées sur les technologies pressiométriques. C'est ainsi que furent mis au point les dispositifs d'essais ou de mesures suivants :

1.2.1. Sondes sphériques et toriques (1957)

Ces sondes servent pour le contrôle de compactage de remblais (Figure 16).

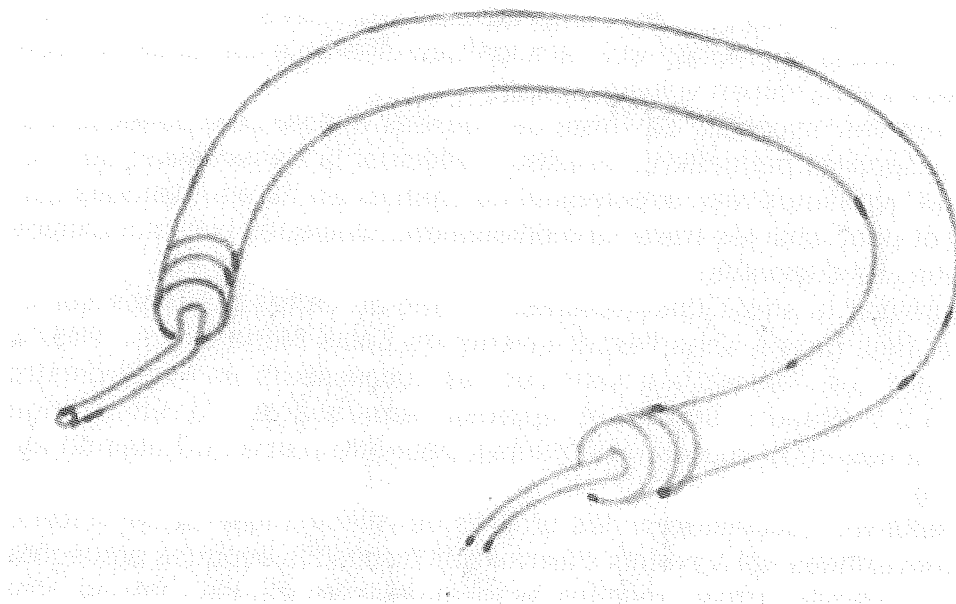


Figure 16. Sonde torique longueur 100 cm – Ø 1,8 cm

1.2.2. Pressiomètre de laboratoire (1959)

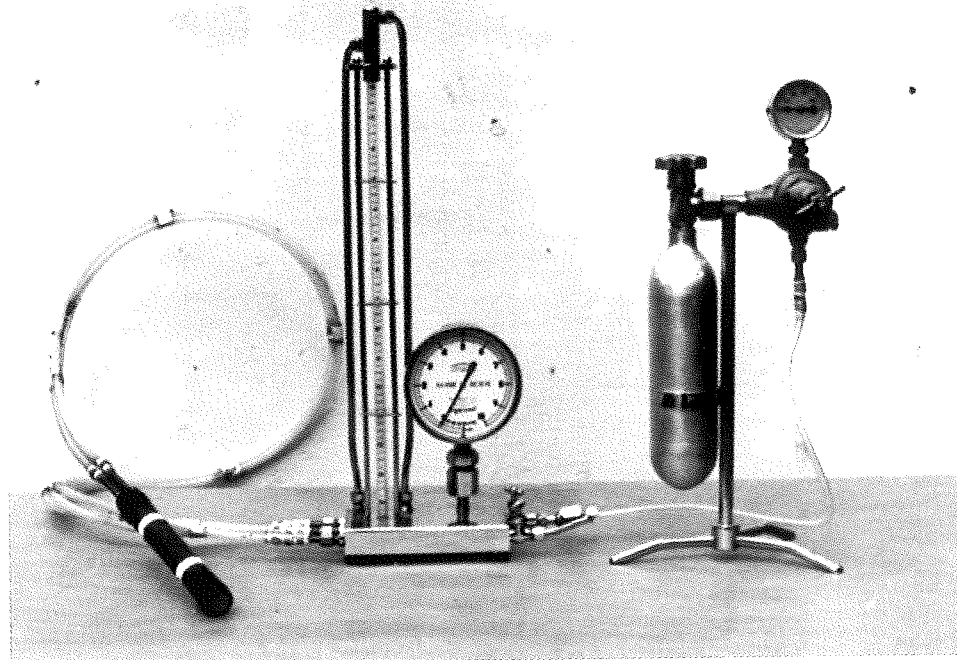


Figure 17. Pressiomètre de laboratoire (1959)

1.2.3. Pressio-perméamètre (1959)

Le pressio-perméamètre permet d'évaluer des coefficients de perméabilité de l'ordre de 10^{-7} m/s (Figures 18, 19 et 20). Cet appareil intéressant n'a eu qu'un développement limité, ce qui à notre avis est injustifié. A notre connaissance, il n'en existe que deux en France et qui ne sont que sporadiquement utilisés. L'essai consiste à injecter, dans un sol saturé, de l'eau sous pression et à mesurer les volumes correspondants. L'essai peut se faire en maintenant une pression constante unique ou au contraire avec plusieurs paliers de pression d'une durée d'au moins 10 à 15 minutes chacun. Ces débits doivent être proportionnels aux pressions car ils répondent à la relation théorique :

$$q = mkB \frac{p}{\gamma_w}$$

où B est le diamètre de la cellule de mesure et m un coefficient de forme fonction de l'élanement $\frac{L}{B}$ de cette cellule.

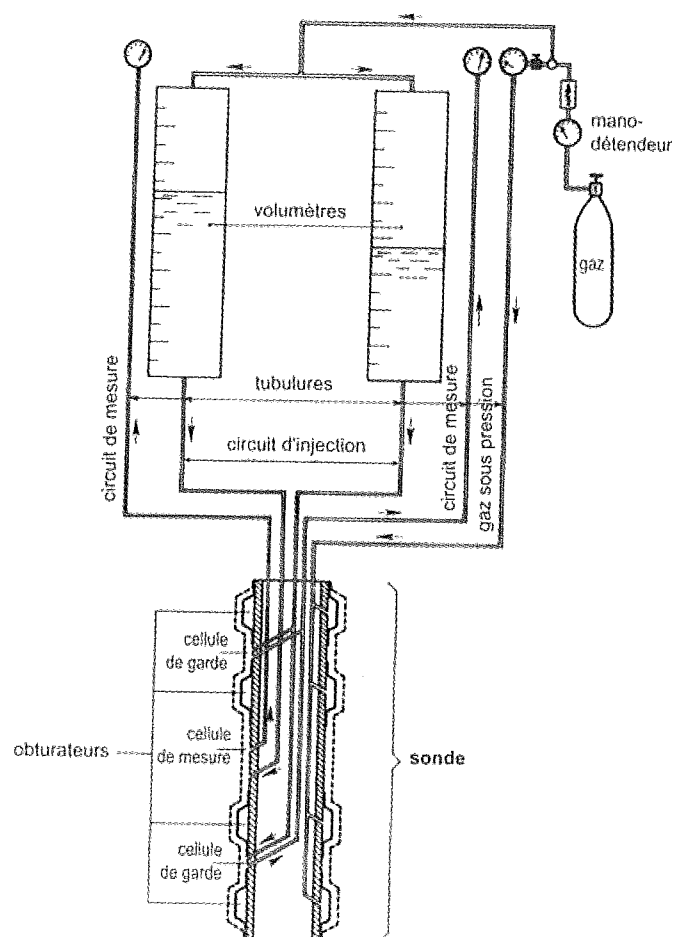


Figure 18. Pressio-perméamètre

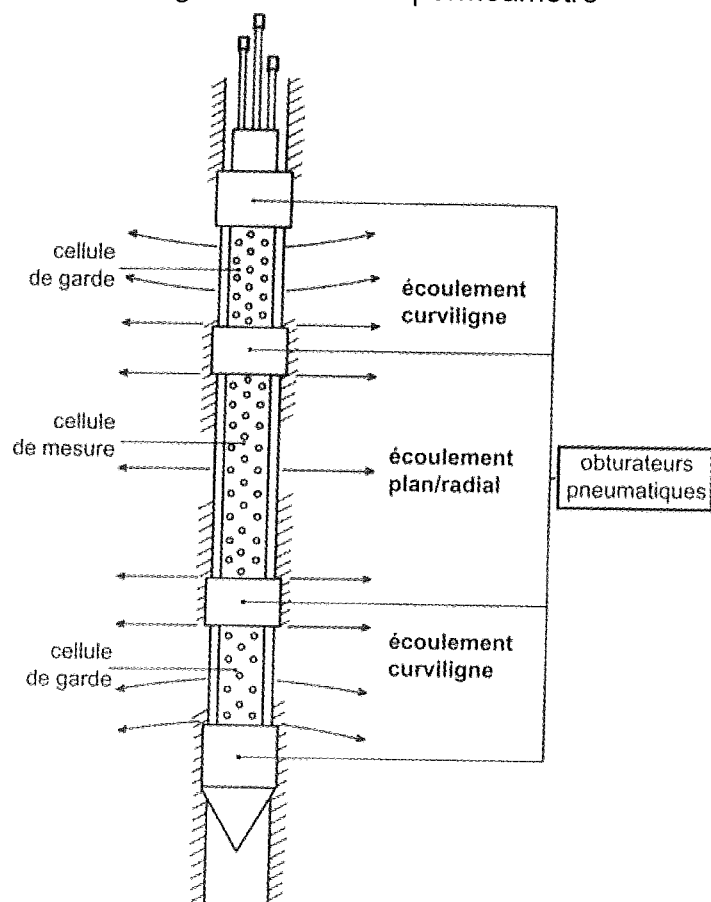
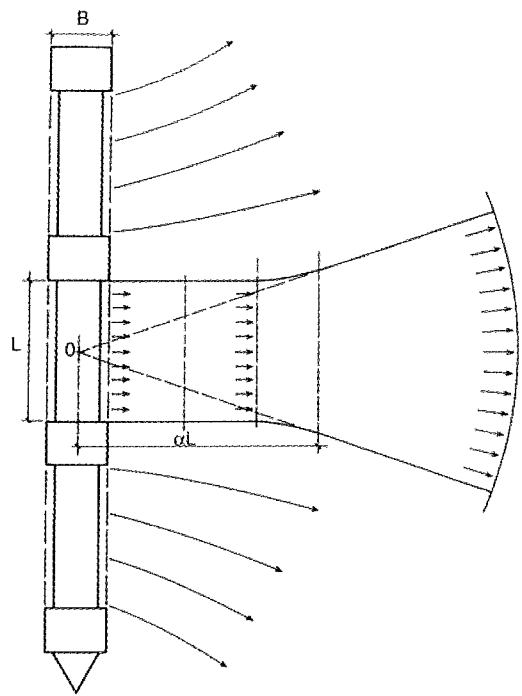
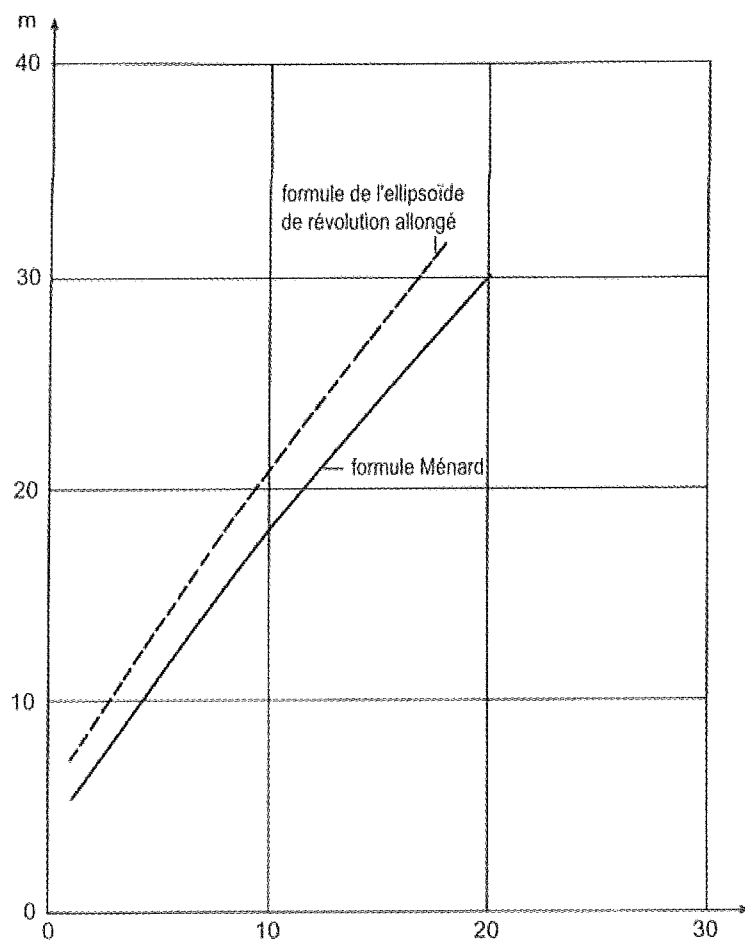


Figure 19. Sonde du pressio-perméamètre Ménard



(a) Schéma simplifié d'écoulement



(b) Coefficient de cavité

Figure 20. Interprétation selon Louis Ménéard

1.2.4. Pressiomètre inversé (1960)

Il s'agit d'un dispositif triaxial permettant d'évaluer l'angle de frottement φ et la cohésion c (Figure 21).

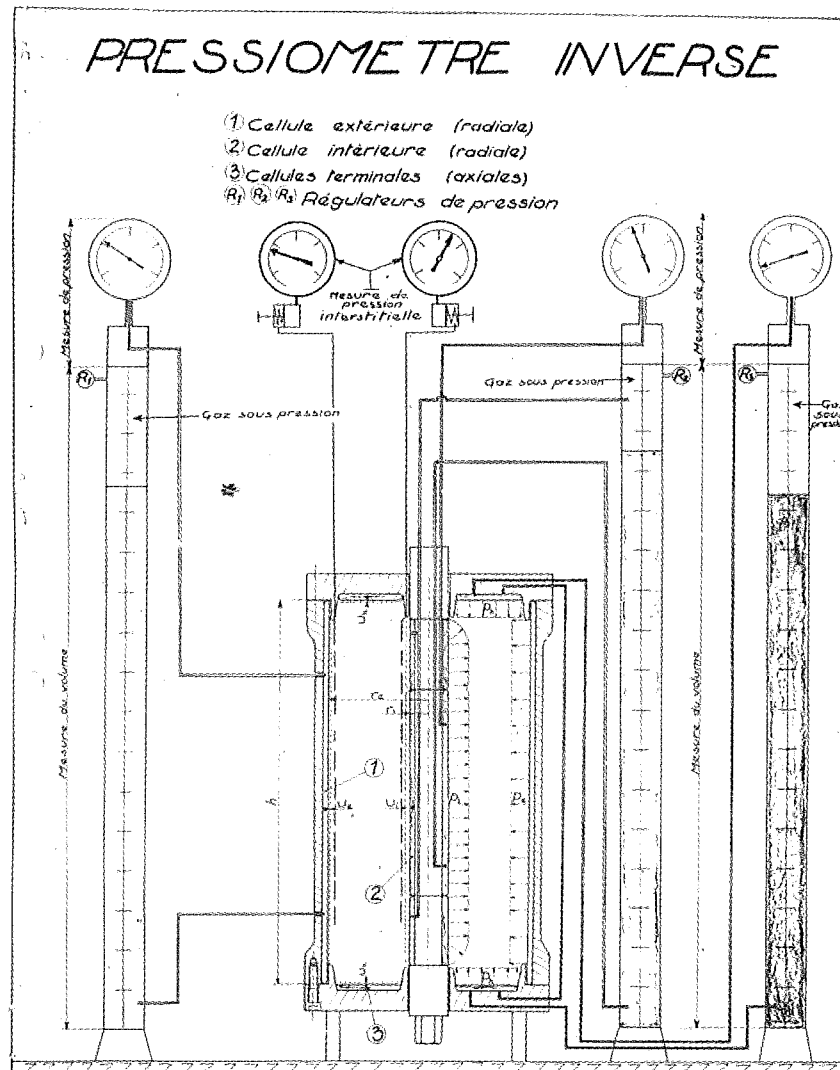


Figure 21. Schéma du pressiomètre inversé

Ce dispositif est constitué d'un cylindre en acier fermé à ses deux extrémités par deux plaques d'acier boulonnées, et à l'intérieur duquel est plaquée une cellule radiale souple en caoutchouc reliée à un contrôleur-pression-volume. Cette cellule est appelée cellule externe. Dans l'axe du cylindre, est disposée une cellule interne qui n'est autre qu'une sonde pressiométrique standard (60 ou 44 mm) reliée à un autre CPV. Aux extrémités, sous les plaques d'aciers boulonnées, sont disposées des cellules terminales. Des dispositifs de mesure de pressions interstitielles sont mis en place sur les parois internes et externes de l'échantillon.

Après avoir dilaté la cellule externe et les cellules terminales et bloqué les admissions d'eau, on réalise un essai pressiométrique à l'aide de la cellule centrale (pression p_i) tout en mesurant les variations de la pression extérieure p_e . On trace la courbe $p_e = f(p_i)$ qui permet d'évaluer l'angle de frottement φ et la cohésion c .

1.2.5. Sondes détectrices de vides (1964)

Ces sondes sont en fait à l'origine des sondes Géocell.

1.2.6. Piézomètres de type fermé (1966)

1.2.7. Pointe perméamétrique (1966)

La pointe est constituée d'une enveloppe de bronze à travers laquelle on injecte de l'eau sous plusieurs paliers de pression de durée constante Δt en mesurant les volumes Δv injectés sous chaque palier, d'où l'on déduit les débits $q = \frac{\Delta v}{\Delta t}$ correspondants (Figure 22). La courbe de ces débits en fonction des pressions doit être une droite. En assimilant la pointe à une sphère, on peut évaluer le coefficient de perméabilité du sol par la relation $k = \frac{\gamma_w}{2\pi B} \cdot \frac{\Delta q}{\Delta p}$.

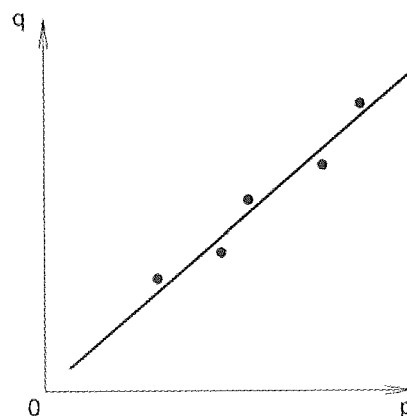
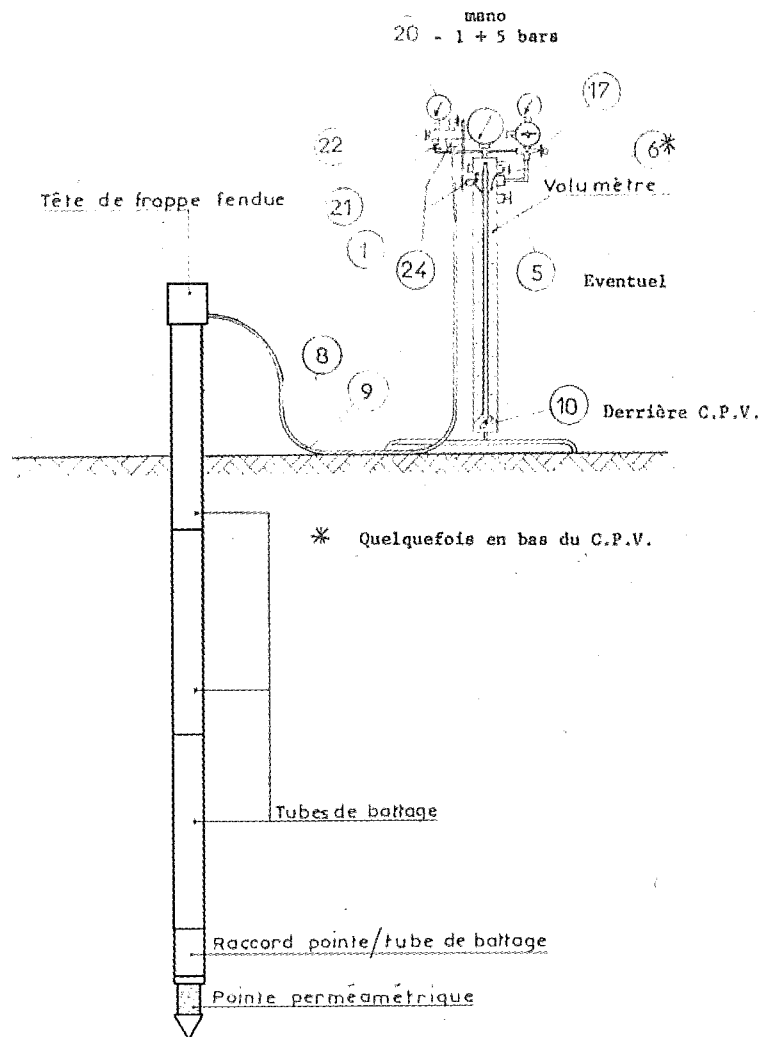
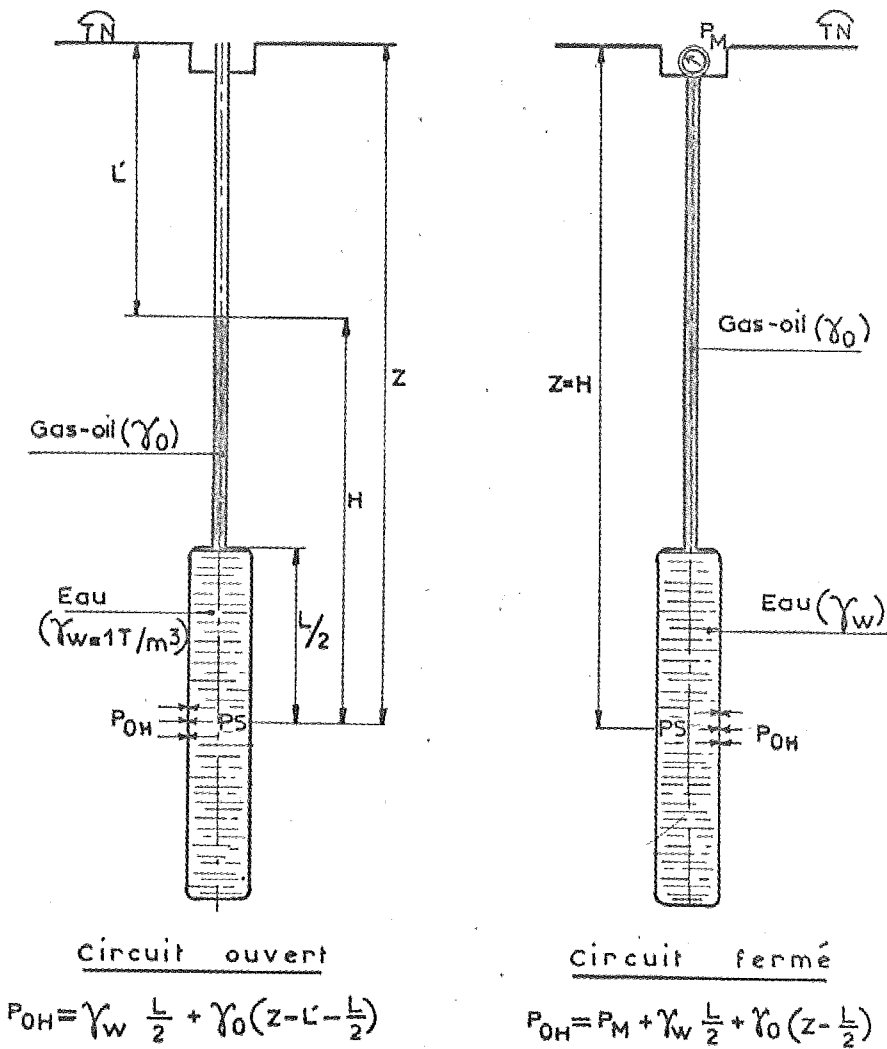


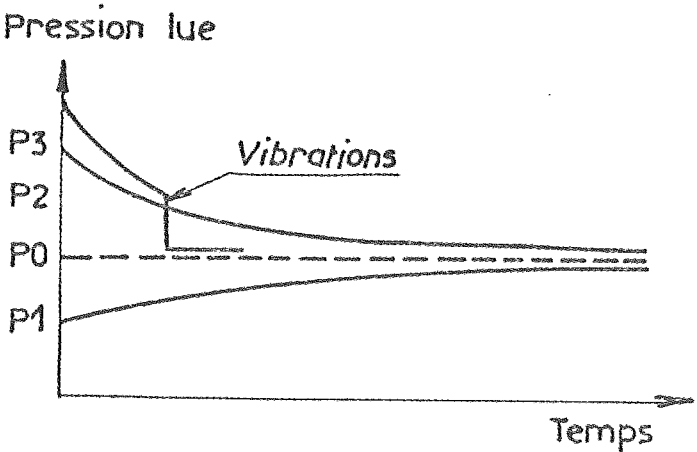
Figure 22. Pointe perméamétrique de diamètre B

1.2.8. Cellules de pression « Géocell » de type 00 (1966)

Ces cellules servaient à mesurer les contraintes naturelles dans les sols ; elles furent utilisées en particulier pour le métro de Munich par Ménard (Figure 23) et dans le Tunnel sous Fourvière à Lyon par Fondasol. Les cellules sont mises en charge (circuit ouvert ou fermé) et l'évolution de la pression dans la cellule est mesurée en fonction du temps. Cette pression tend vers p_0 .



a) Principe de lecture



b) Evaluation de p_0

Figure 23. Sonde Géocell de type 00

1.2.9. Cellules « Géocell » de types 000 et 00-000 (1966)

Ces cellules fournissaient des mesures de contraintes dans le béton (Figures 24 et 25).

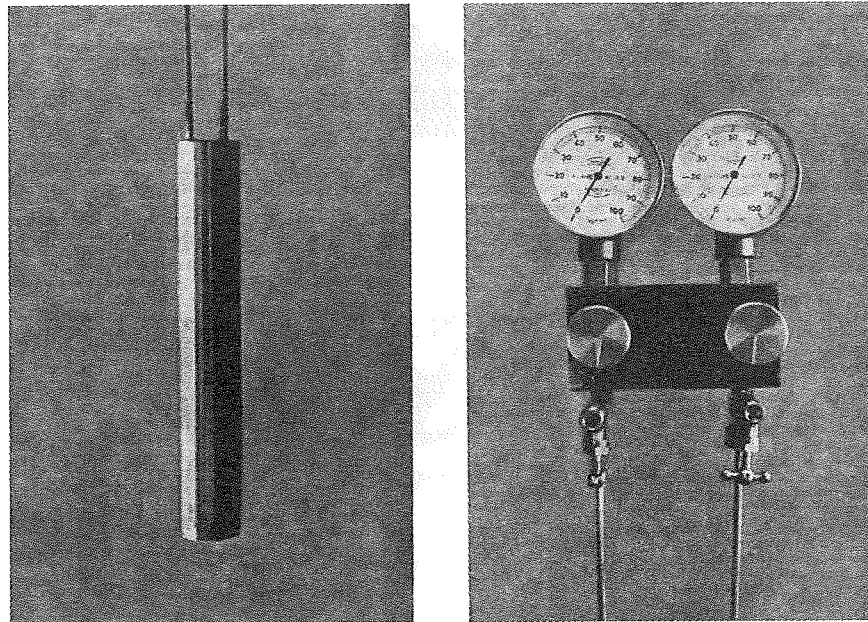


Figure 24. Capteur de contrainte Géocell de type 00-000

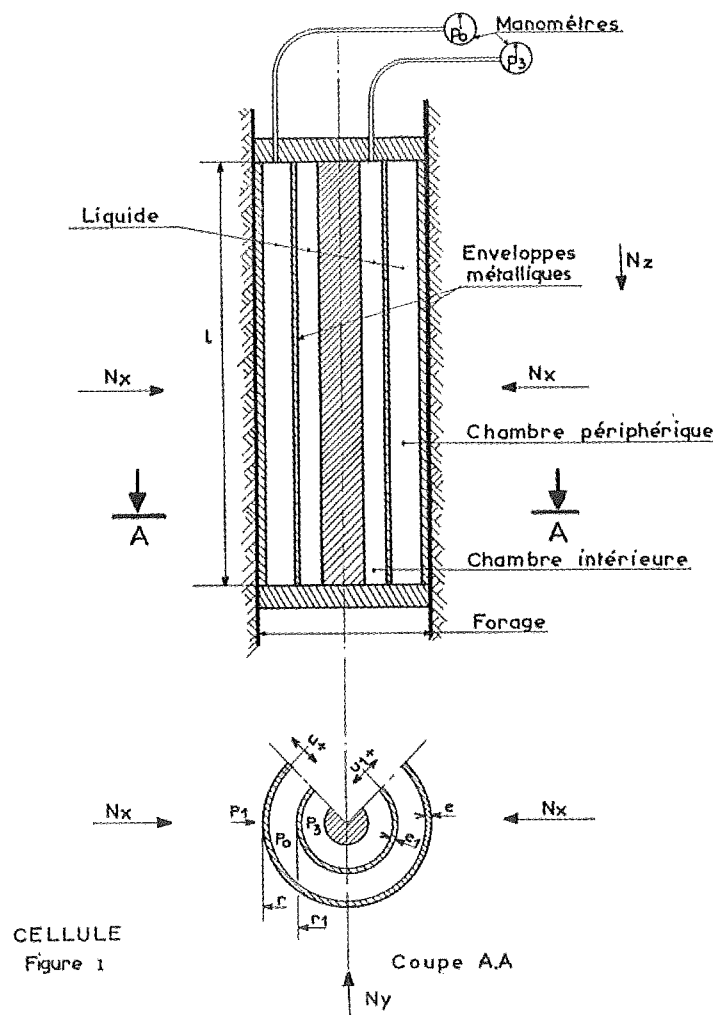


Figure 25. Principe du capteur de contrainte Géocell de type 00-000

1.2.10. Extensomètres hydrauliques (1966)

Ces extensomètres sont constitués d'une chambre de mesure métallique déformable remplie d'un liquide spécial et dont les parois sont solidaires des points de fixation (Figure 26). Cette chambre est reliée à un micro-bloc de mesure. Après mise en place, une pression est imposée au liquide de remplissage. La théorie montre que la variation Δh de la distance h entre les deux points d'ancrage est proportionnel à la variation de pression Δp du liquide de remplissage :

$$\Delta h = K \Delta p$$

où K est une constante de l'appareil mesurée directement à la fabrication.

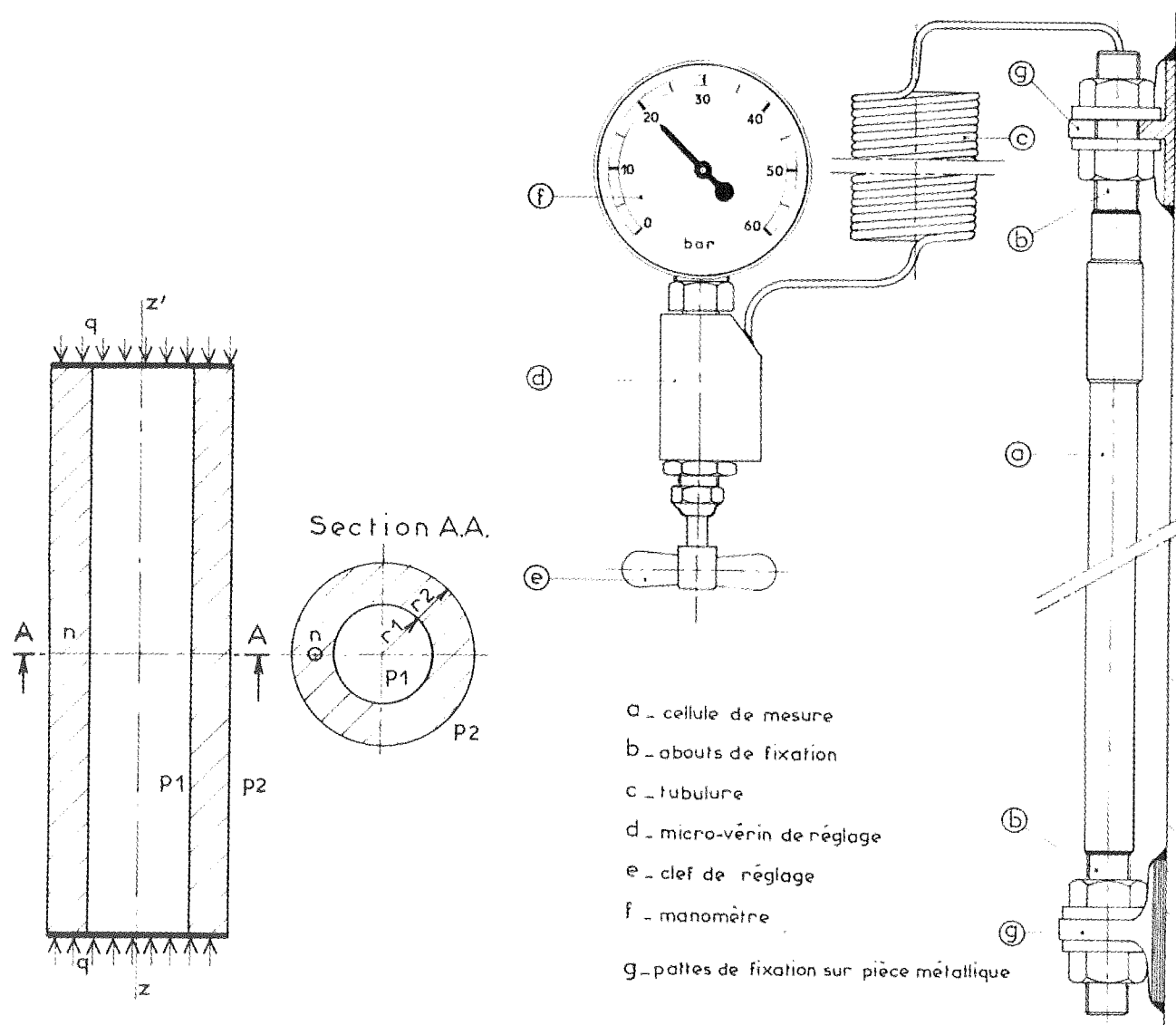


Figure 26. Principe de l'extensomètre hydraulique

1.2.11. Limnimètre pneumatique (1967)

Cet appareil est fondé sur le principe du bullage (Figure 27).

1.2.12. Extensomètre oléo-pneumatique (1966)

Il est constitué d'un cylindre en acier inoxydable ① permettant le centrage et la protection d'un piston femelle ② fixé en un point A de la structure et d'un piston mâle ③ relié par une tige en acier Invar ④ à un support fixé au point B de la structure (Figure 28). Le piston femelle est muni d'une ouverture conique qui, lorsqu'elle n'est pas fermée par le cône du piston mâle, laisse

Diagram illustrating the setup for measuring soil pressure using a manometer.

The setup includes the following components and materials:

- ⑥ Manomètre 0.1 kg/cm²
- ⑤ Paire caoutchouc
- ④ Bloc
- ③ Rilsan 2x4 20 mètres
- ② Raccord union mâle conique 1/8 gaz
- ① Plomb

Additional materials and markings:

- Ruban adhésif jaune tous les 5 mètres
- Ruban adhésif noir tous les mètres
- 70 mm

Repère	Désignation
⑥	Manomètre 0.1 kg/cm ²
⑤	Paire caoutchouc
④	Bloc
③	Rilsan 2x4 20 mètres
②	Raccord union mâle conique 1/8 gaz
①	Plomb

DESCRIPTION DE L'APPAREIL

The diagram illustrates the experimental setup for measuring the permeability of a porous medium. It features a horizontal cylindrical chamber of length $l + \Delta l$. A piston (3) is positioned within the chamber, creating a gap Δx between it and the wall. The chamber is connected to a pneumatic circuit (1) on the left and a hydraulic micro-pump (7) on the right. The left end is labeled A and the right end is labeled B. The chamber is filled with a porous medium (4). The diagram is numbered 1 through 7.

143

1.2.13. Mini-pressiomètre (1970)

Le mini-pressiomètre a été développé pour le contrôle des fonds de fouilles, le contrôle de remblais, et pour les petites études à faible profondeur (Figure 29).

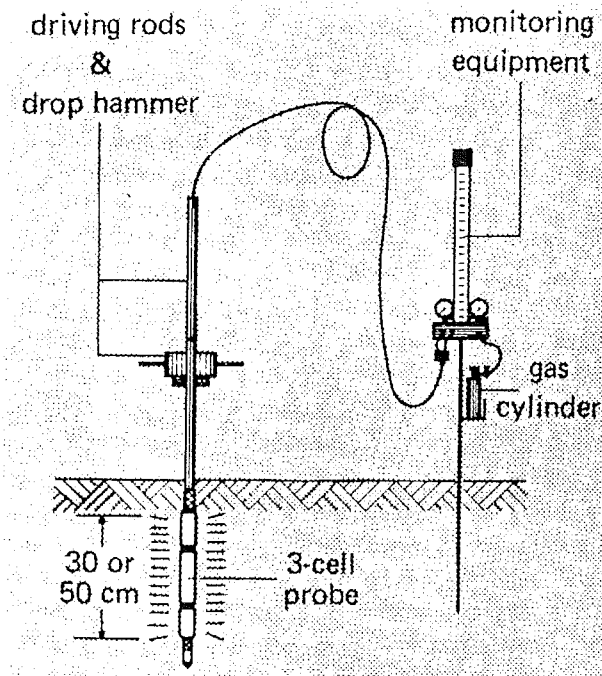


Figure 29. Minipressiomètre (1970)

1.2.14. Tassomètres hydrauliques (1970)

L'appareil et son mode d'emploi sont décrits dans la référence Filliat et Dubus (1981).

1.2.15. Pressiomètre inversé dynamique (1972)

Cet appareil a été conçu pour l'étude du comportement des sols sous sollicitations dynamiques, notamment le compactage dynamique (Figure 30).

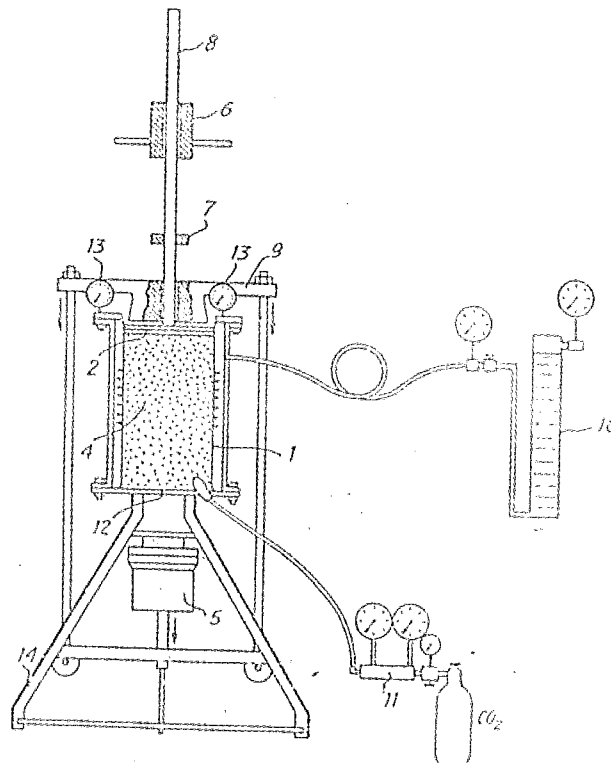


Figure 30. Pressiomètre inversé dynamique

1.2.16. La sonde rétro-jet (1976)

La sonde rétro-jet de Ménard (Figure 31) a été mise au point pour répondre au même souci que la sonde autoforeuse des LPC qui est de réduire au minimum le remaniement du sol dans la zone de l'essai. Il s'agit d'une sonde traditionnelle à la base de laquelle est fixée une trousse coupante spéciale. À l'intérieur de cette sonde se trouve un tube d'injection relié à une ou deux buses rétro-jet situées au niveau de la trousse. La mise en place de la sonde se fait par battage ou vibro-percussion avec injection simultanée de boue bentonitique par la buse rétro-jet. Cette injection désorganise le terrain au niveau de la trousse et assure la remontée des sédiments par le vide central. Comme le pressiomètre autoforeur des LPC, cette sonde rétro-jet est surtout destinée aux terrains meubles.

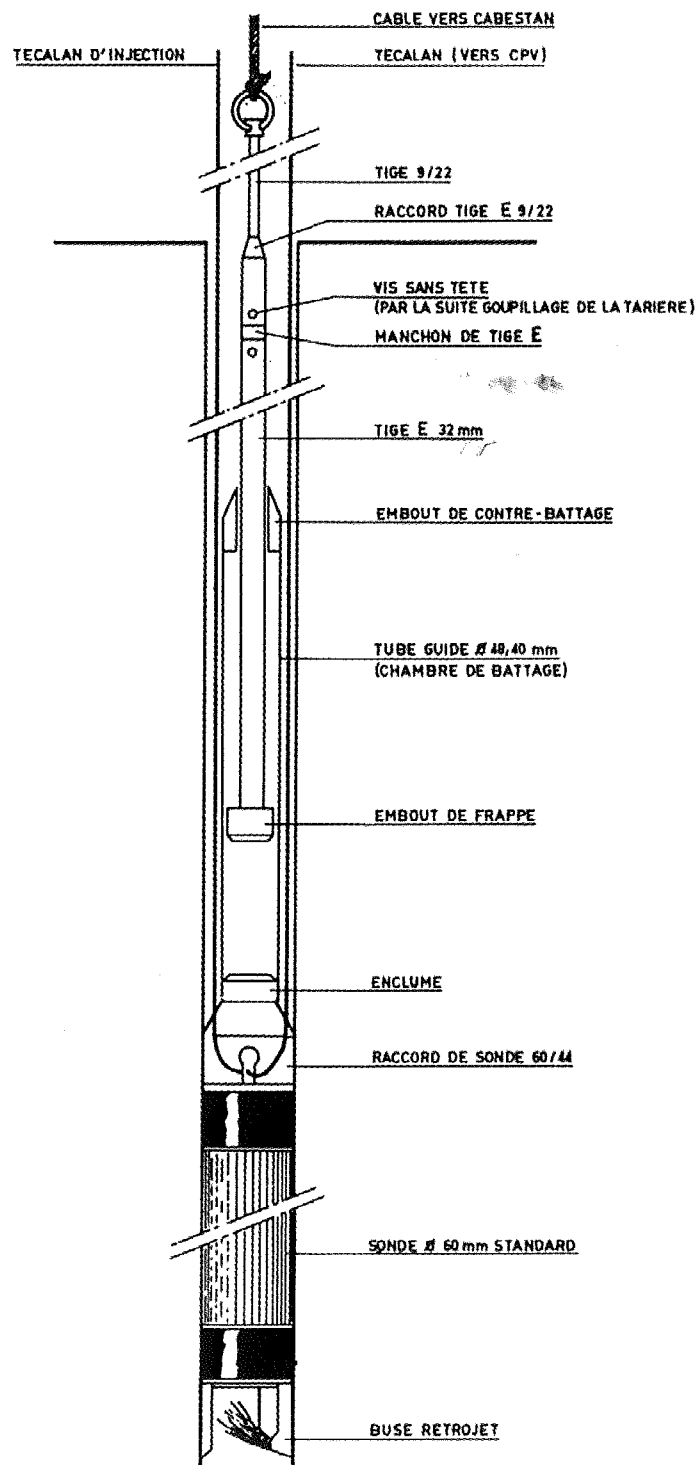


Figure 31. Sonde rétro-jet Louis Ménard (1976)

1.3. Technologies autres que celles mises au point par Louis Ménard

Indépendamment de toutes les inventions collatérales de Louis Ménard, d'autres dispositifs très voisins du pressiomètre ou le complétant, ont été mis au point en France et dans le monde. Pour ne s'en tenir qu'à la France, on peut citer pour mémoire :

- le *géooxtensomètre* du C.E.B.T.P. (1963 et 1967), qui était en fait directement inspiré de l'appareil de Kögler avec ses deux demi-coquilles cylindriques en acier ;
- le *rhéotest* du professeur Jean Biarez (1967), qui est un combiné du pressiomètre et du scissomètre ;
- le *scisso-pressiomètre* Mazier (1971), qui reprend dans ses grandes lignes le principe du rhéotest, mais en lui apportant un certain nombre d'amélioration.

Mais on attire surtout l'attention sur les appareillages suivants qui sont beaucoup plus utilisés que les trois évoqués ci-dessus.

1.3.1. Les dilatomètres

Les différents dilatomètres ont été destinés essentiellement aux essais de dilatation cylindrique en rocher. Le premier de ces dilatomètres a été inventé par J. Talobre (Figures 32a et 32b) sous le nom de « vérin hydraulique » (Talobre, 1957).

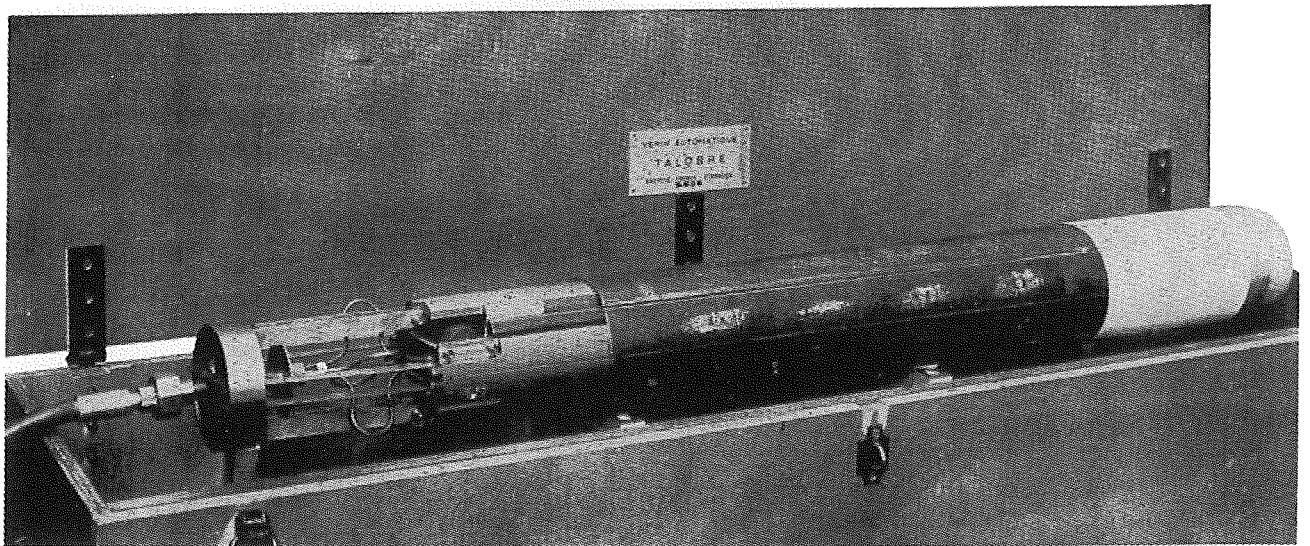
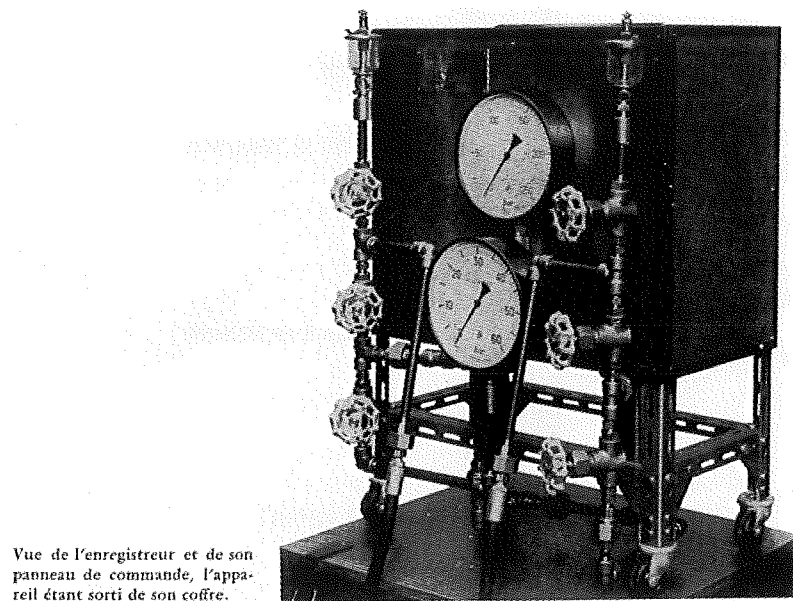


Figure 32a. Sonde de vérin Talobre



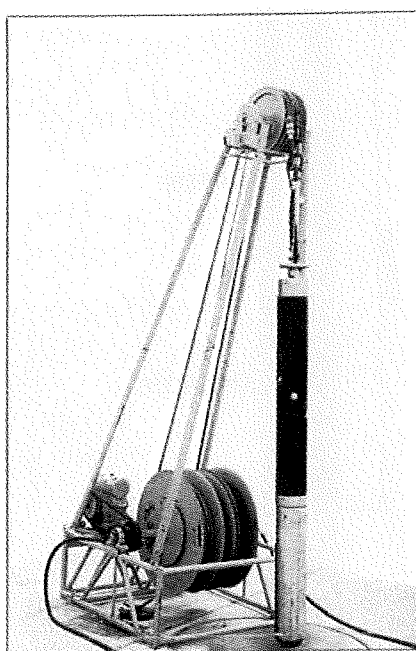
Vue de l'enregistreur et de son panneau de commande, l'appareil étant sorti de son coffre.

Cliché Tourte-Petit

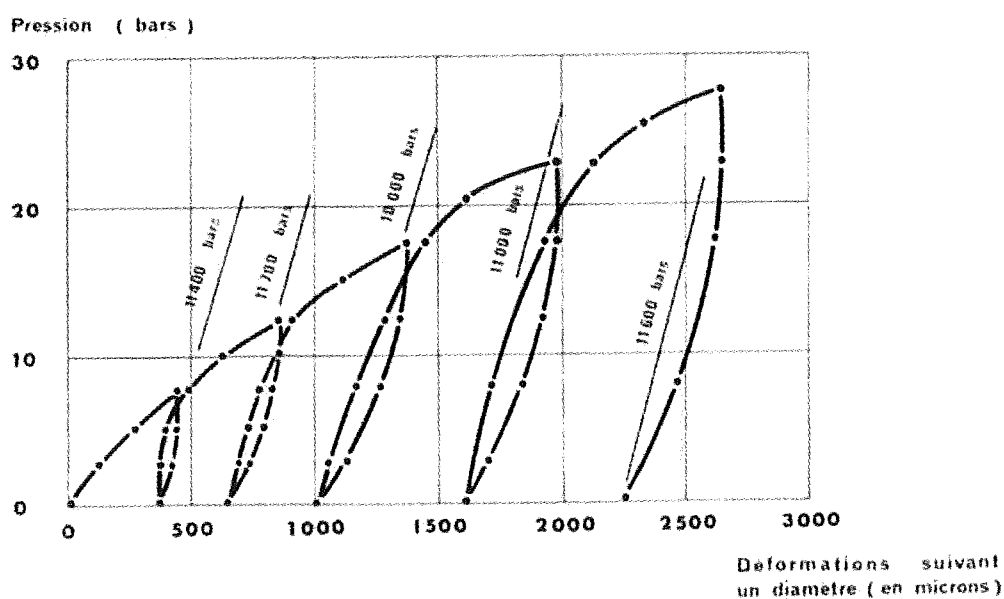
Figure 32b. Enregistreur et panneau de commande

En 1965, G. Comes d'Electricité de France a créé le « Médératec » développé par la Société Solétanche sous l'impulsion de H. Cambefort et de G. Mazier (Figure 33). La sonde dilatométrique est constituée par un tube métallique revêtu d'une membrane souple, comme dans le pressiomètre. Dans les premiers appareils, la cellule était gonflée à l'huile et on pouvait atteindre des pressions de 16 MPa. Plus tard, elle fût gonflée à l'air et les pressions maximales atteignaient 20 MPa. Les déformations sont mesurées à l'aide de trois capteurs disposés dans la section droite médiane de la sonde suivant trois rayons faisant entre eux un angle de 120 degrés. Cette sonde d'une longueur de 1,645 m existe en deux diamètres, 75 et 100 mm.

Les sondes dilatométriques les plus utilisées actuellement en France sont les sondes Télémac (Figure 34), en particulier le modèle DMP-R95 de 95 mm de diamètre extérieur et de 1,80 m de longueur (poids 45 kg) avec des pressions d'utilisation de 18 MPa et le modèle DMP-95 de 95 mm de diamètre, comme la précédente, mais de 2,50 m de longueur hors tout.



(a)



EXEMPLE : RÉSULTAT OBTENU POUR CHAQUE EXTENSOMÈTRE

(b)

Figure 33. Dilatomètre Médératec : (a) sonde dilatométrique ; (b) courbe dilatométrique

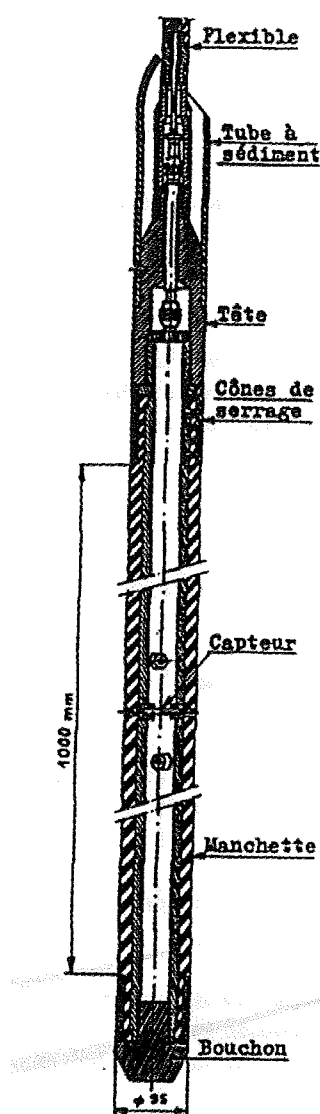


Figure 34. Dilatomètre Télémac

1.3.2. Le pressiomètre autoforeur

Cet appareil, développé par les laboratoires des Ponts et Chaussées (Baguelin et Jézéquel, 1973), est constitué d'une sonde creuse de 89 mm de diamètre extérieur terminée par un sabot de 30 cm de longueur (Figures 35 à 39). À l'intérieur de la sonde est disposé un train de tige de forage muni à son extrémité d'une tarière hélicoïdale. La perforation se fait à la boue par la tarière intérieure, et la cellule de mesure se trouve ainsi toujours au contact du terrain. Dans le modèle mis au point en 1976 (PAF-76) le diamètre de la sonde est de 132 mm. Cet appareil, limité aux terrains meubles (limons et argiles molles), est resté un appareil de recherche essentiellement utilisé par les laboratoires des Ponts et Chaussées qui en ont établi un mode opératoire spécifique.

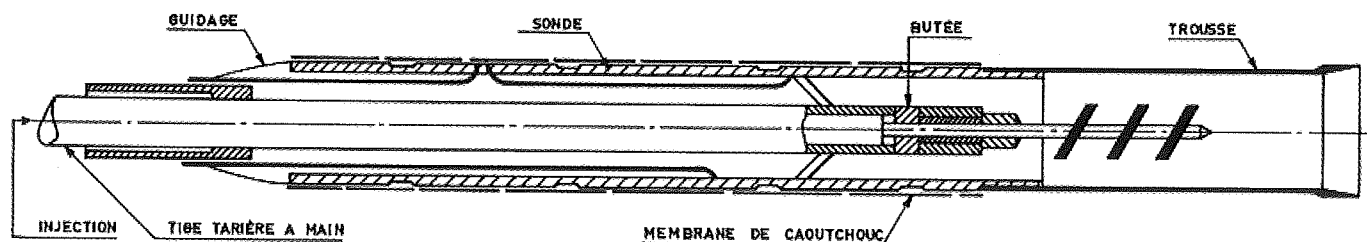


Figure 35. Sonde pressiométrique autoforeuse

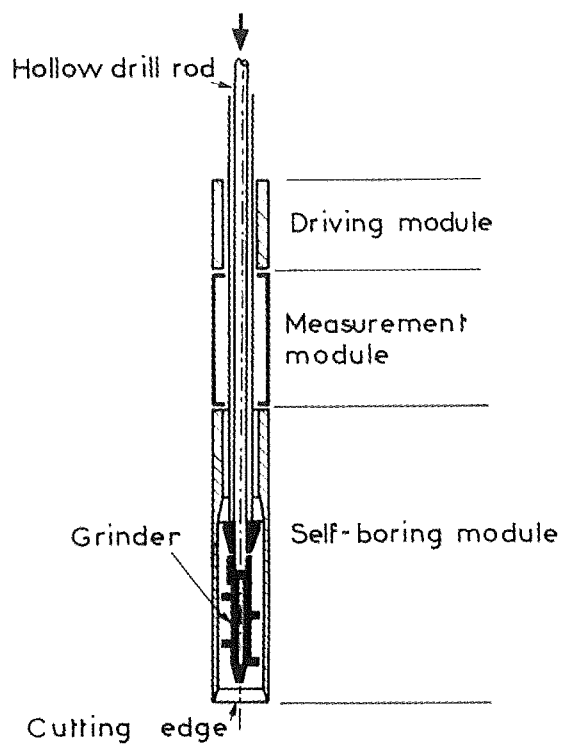


Figure 36. Principe de l'autoforage

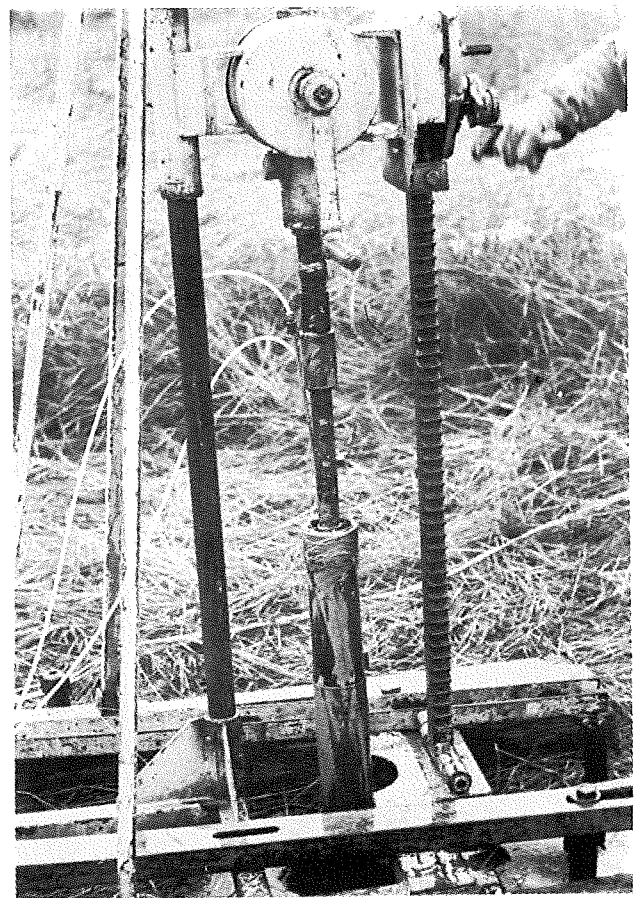


Fig. 6-31: Set-up for a self-boring pressuremeter profile in soft soil using a hand operated drilling device (PAF).

Figure 37. Pressiomètre autoforeur PAF 72

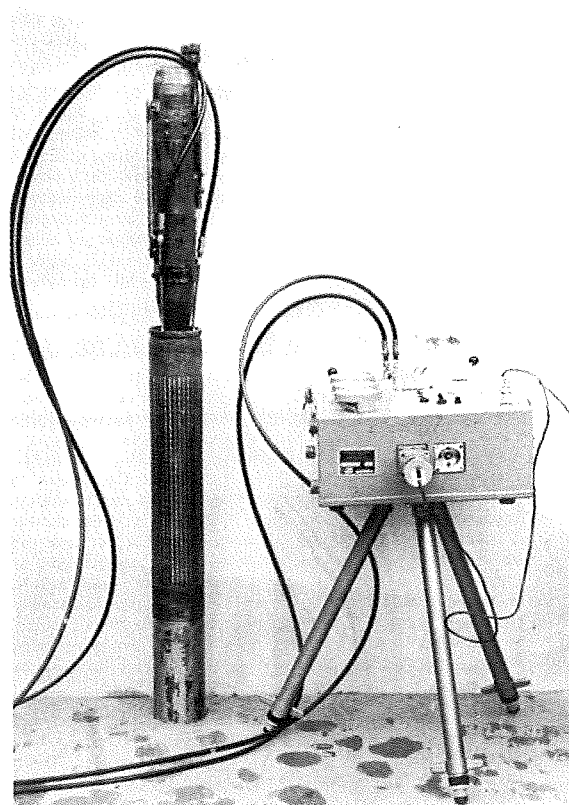


Fig. 6-39: Probe and control unit for a self-boring pressuremeter for hard soil (PAFSOR or PAF-72).

Figure 38. Pressiomètre autoforeur PAF 76

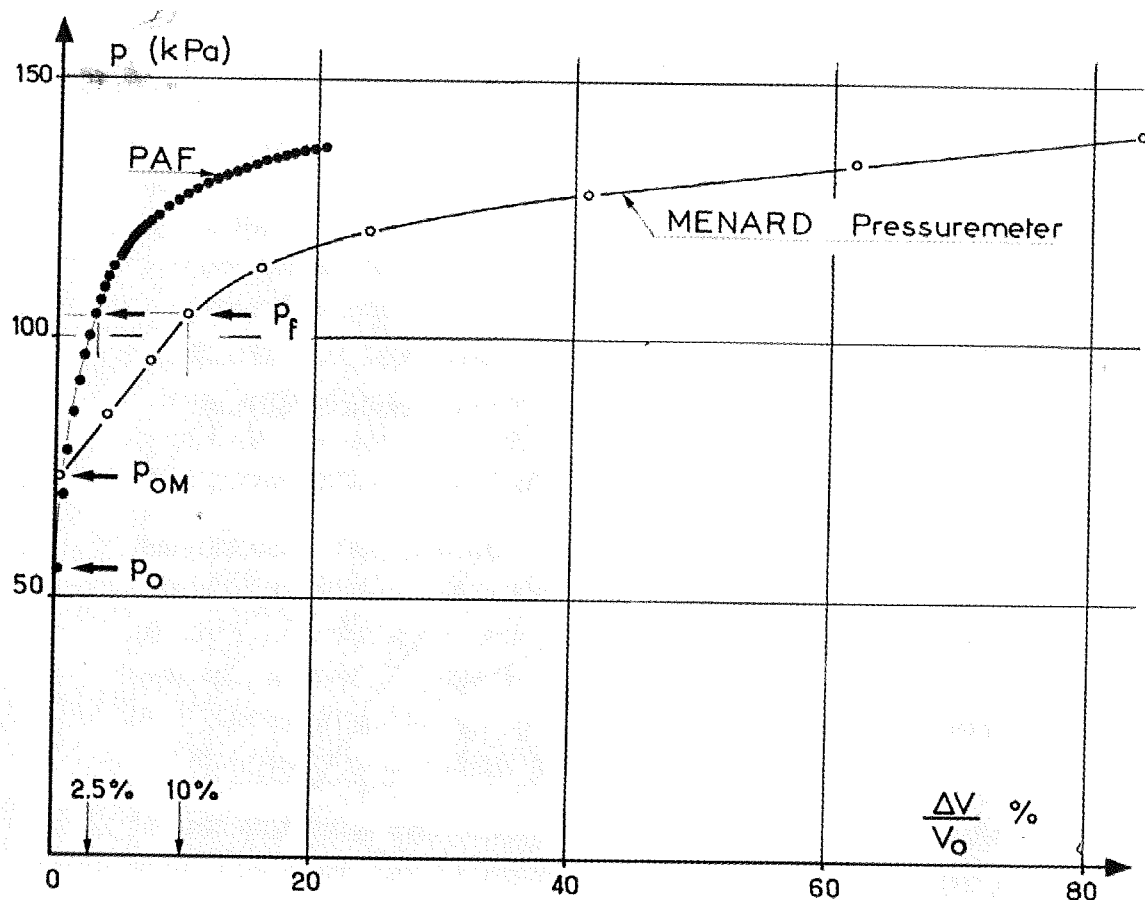


Figure 39. Comparaison entre les courbes pressiométriques Ménard et PAF

Mais depuis 2000, le LCPC a entrepris une recherche en vue d'améliorer le PAF 76 et d'en réduire le diamètre. C'est ainsi qu'a été mis au point le PAF 2000 qui permet :

- de mesurer des modules pressiométriques dans une gamme de déformations relatives radiales allant de 10^{-4} à $4,1 \cdot 10^{-1}$ (doublement de la cavité) ;
- de réaliser des essais à déformation imposée avec cycles ;
- d'assurer la maîtrise de l'autoforage depuis les sols argileux jusqu'aux sables grossiers non indurés ($c_u < 0,3$ MPa).

La principale recherche a porté sur le dispositif de désagrégation du sol qui dans le PAF 76 était de type mécanique et qui dans le PAF 2000 est de type hydraulique, inspiré de la sonde rétro-jet de Ménard et de la technologie du Jet Grouting, avec des pressions d'injection d'eau de 10 à 40 MPa.

L'état d'avancement des recherches est présenté dans une communication figurant dans le Tome I des comptes rendus du Symposium (Reiffsteck et al., 2005).

1.3.3. Le phicomètre

Le phicomètre, inventé en 1985 par Gérard Philipponnat, permet de mesurer un angle de frottement et une cohésion du sol (Philipponnat, 1986). L'essai réalisé avec cet appareil consiste à exercer, sur les parois d'un forage, une pression normale σ par l'intermédiaire d'une sonde de type pressiométrique à une seule cellule, logée dans un tube de 58 mm de diamètre extérieur constitué de bandes métalliques munies d'une série de dents parallèles situées dans des plans perpendiculaires à l'axe de la sonde et régulièrement espacés. Ces bandes sont conçues pour pouvoir se dilater afin de permettre aux dents de pénétrer dans le sol. On applique ensuite à la sonde, à partir de la surface du sol, un effort total d'arrachement axial T à vitesse contrôlée jusqu'à la rupture (Figures 40 à 43).

③ Appareillage de surface

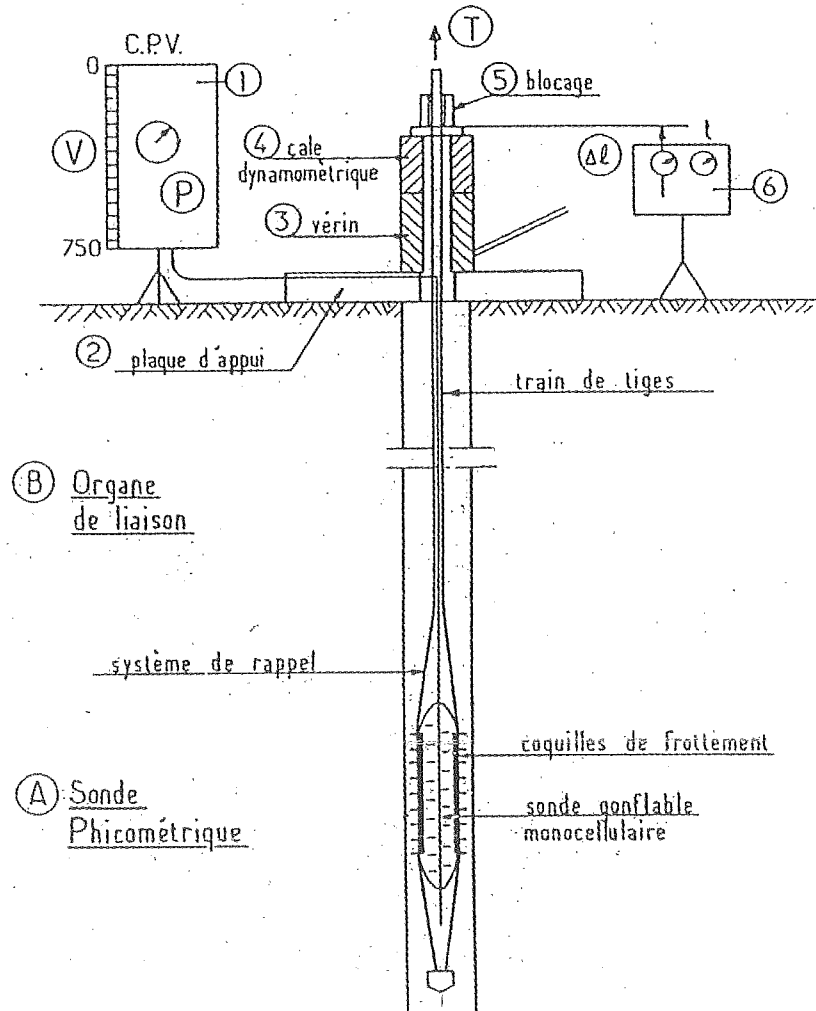


Figure 40. Schéma de principe de l'essai au phicomètre

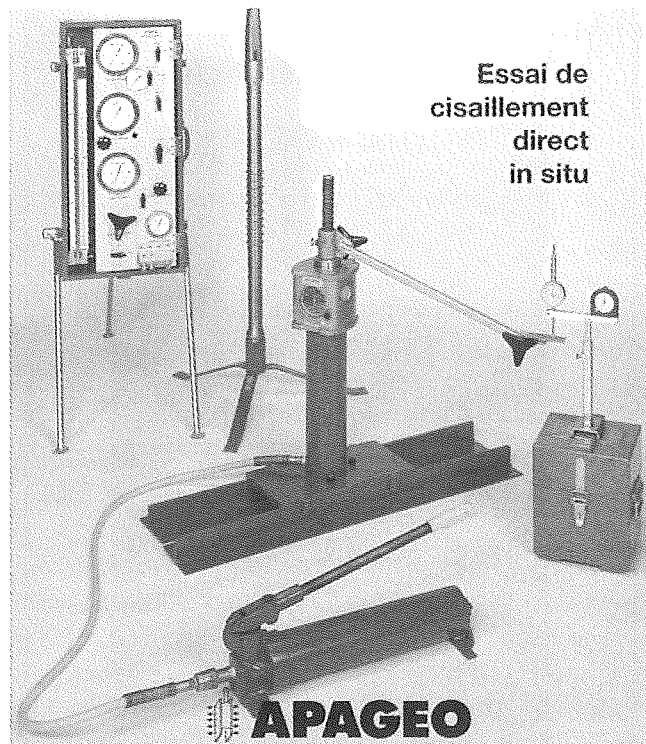
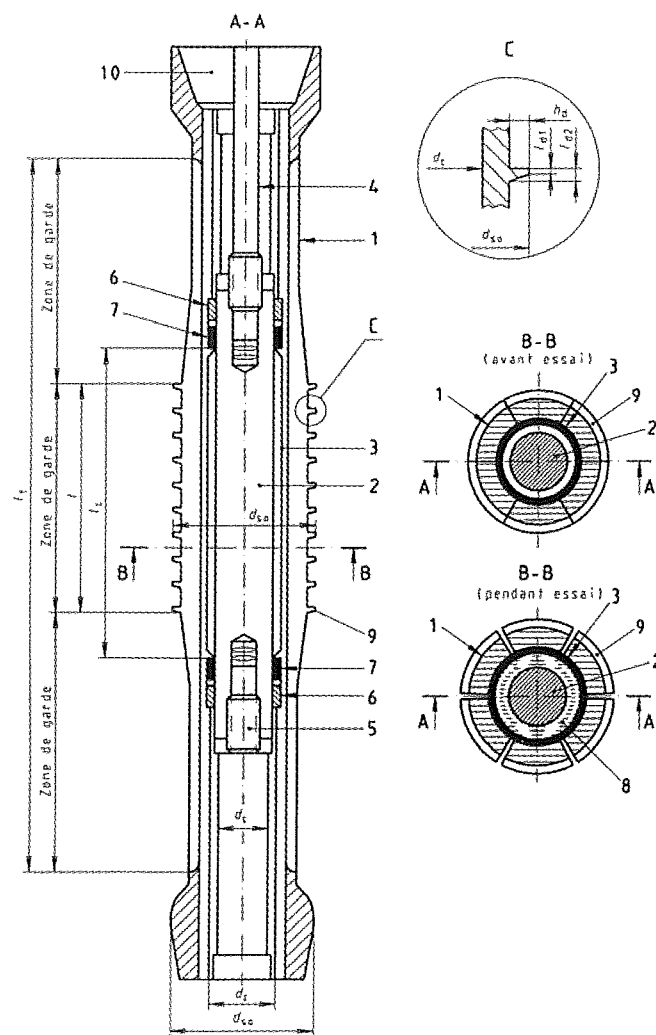


Figure 41. Phicomètre (type 1990)



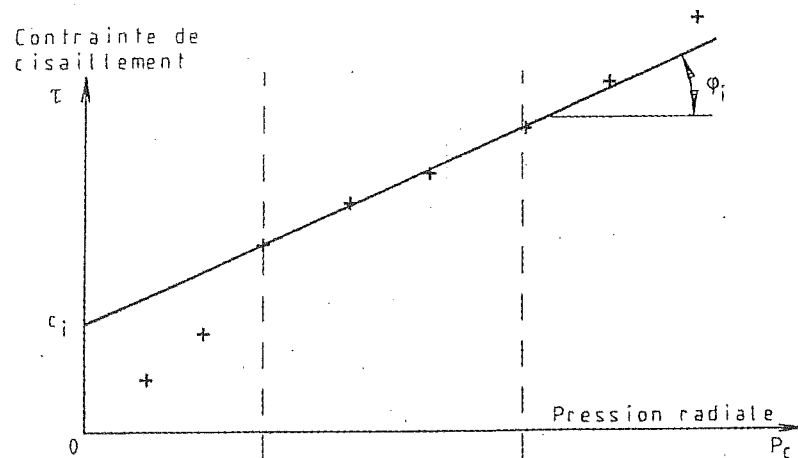
- | | |
|--|-----------------------------------|
| 1 Tube expansible de cisaillement à lamelles | 6 Bague de serrage de la membrane |
| 2 Âme métallique | 7 Joints |
| 3 Membrane dilatable de la cellule de mesure | 8 Liquide dilatant la membrane |
| 4 Tubulure pour injection | 9 Anneau |
| 5 Système de purge | 10 Raccord sur le train de tiges |

Figure 42. Sonde du phicomètre

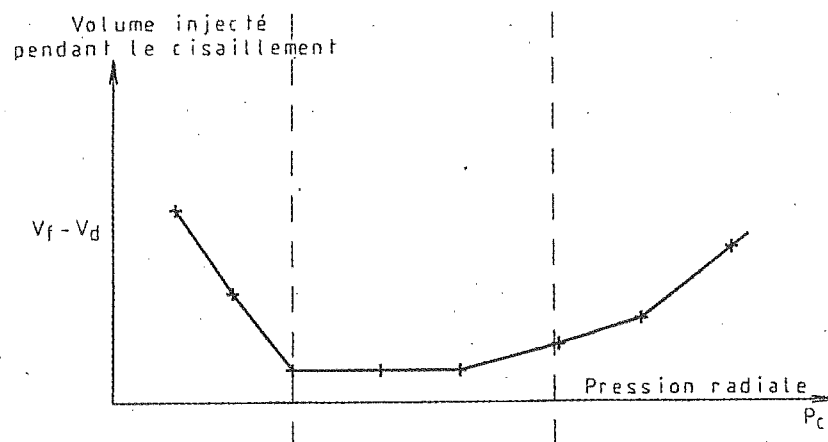


Figure 43. Sonde phicométrique

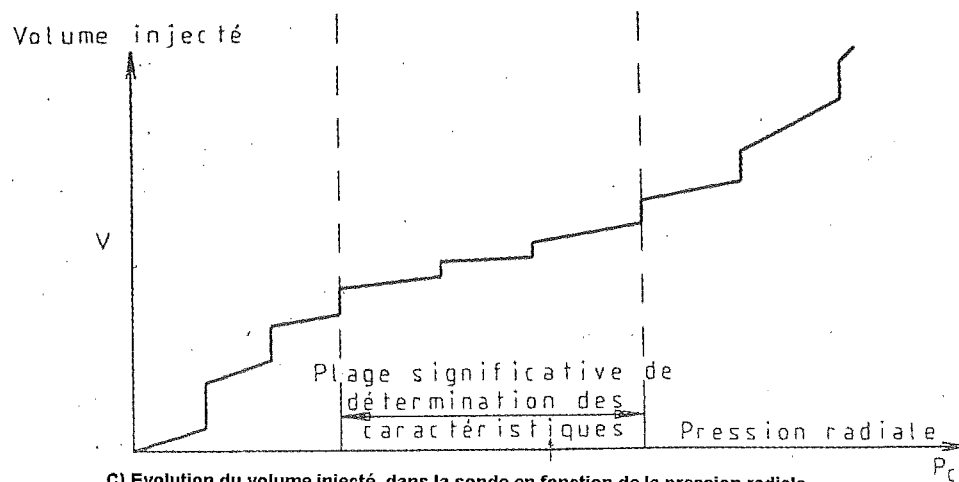
L'effort d'arrachement limite T_L s'exerce sur la surface cylindrique S circonscrite à la partie de la sonde munie de dents. On en déduit la contrainte de cisaillement limite $\tau = \frac{T_L}{S}$ qui correspond à la contrainte normale σ . En répétant l'opération pour plusieurs valeurs de σ , on peut tracer la droite de Coulomb du sol (Figure 44). C'est donc un véritable essai de cisaillement linéaire qui a ainsi été réalisé in situ et qui permet de déterminer deux paramètres que Philipponnat désigne par φ_i et c_i et à partir desquels il propose une évaluation de l'angle de frottement φ' et de la cohésion c' , par simple application d'un coefficient réducteur.



a) Droite de cisaillement et caractéristiques c_i, φ_i



b) Courbe de dilatation de la sonde au cours des phases d'arrachement



c) Evolution du volume injecté dans la sonde en fonction de la pression radiale

Figure 44. Courbes de cisaillement

2. Réalisation de l'essai pressiométrique : normes françaises

2.1. Mode opératoire de l'essai

Rappelons que la réalisation de l'essai pressiométrique consiste, une fois la sonde pressiométrique mise en place, à exercer sur l'eau du volumètre des pressions croissantes qui se transmettent au sol et à mesurer les déformations volumétriques correspondantes du tronçon de forage limité par les plans horizontaux passant par les deux extrémités de la cellule de mesure. Cette montée en pression se fait par paliers dont la durée d'application est constante pendant l'essai.

Les procédures détaillées concernant la réalisation pratique de l'essai ainsi que son interprétation ont été définies par Louis Ménard dès 1955 et adaptées aux améliorations de tous les nouveaux types d'appareils mis en service. Les seules modifications qui furent indépendantes de la technologie concernant la durée des paliers de pression.

À l'origine, la durée de ces paliers avait été fixée par Louis Ménard à quatre minutes, ce qui permettait de suivre l'évolution de la déformation à charge constante et de tracer la courbe de cette évolution en fonction du temps. Les lectures des déformations se faisant à 15 secondes, 30 secondes, 1 minute puis toutes les minutes jusqu'à 4 minutes, on disposait alors de six points pour tracer cette courbe. Mais très rapidement, dans les années 1957 et 1958, Louis Ménard a ramené la durée de ces paliers de 4 à 2 minutes, puis en 1965, à 1 minute. Dès lors, les procédures expérimentales définitives, élaborées par Louis Ménard, ont été utilisées sans modification jusqu'en 1971, année où le Ministère de l'Équipement, après quelques adaptations de détail, les a codifiées dans un document intitulé : « Modes opératoires des laboratoires des ponts et chaussées – Essai pressiométrique Ménard ».

Ce document s'est imposé pour tous les projets de construction relevant de ce Ministère puis, peu à peu, s'est généralisé à l'ensemble des études géotechniques des secteurs public et privé, et cela jusqu'au mois de Juillet 1991 date d'homologation de la norme AFNOR référencée NFP94.110 – Essai pressiométrique Ménard.

Cette norme :

- définissait un appareil à mesures visualisées et reportées par l'opérateur sur un support papier ;
- évoquait la possibilité d'un appareil doté d'un enregistrement automatique des mesures.

Elle précisait, en outre, les procédures expérimentales et les méthodes d'interprétation.

À partir du 5 janvier 2000, elle a été annulée et remplacée par une nouvelle norme référencée : NFP 94.110-1 : Essai pressiométrique Ménard – Partie 1 : Essai sans cycle.

Cette nouvelle norme impose un système d'enregistrement incorporé au contrôleur pression volume ou rapporté sur celui-ci et un dispositif de mesurage permettant la visualisation et l'enregistrement des paramètres mesurés. Elle précise, comme la précédente, les méthodes d'interprétation, et son application est obligatoire, pour toutes les études des secteurs public et privé, sur l'ensemble du territoire national (Métropole et D.O.M.-T.O.M.). Signalons que l'essai pressiométrique a également fait l'objet d'une norme européenne : EN ISO 22476.-4 qui sera applicable à l'ensemble des pays de l'Union Européenne dès la fin de sa période probatoire.

Par ailleurs, en décembre 1999, l'AFNOR a publié une norme expérimentale référencée : XP P.94.110-2 : essai pressiométrique Ménard – Partie 2 : Essai avec cycle.

Cette norme définit le mode opératoire d'un essai qui comporte une phase de déchargement et une de rechargement et qui est ensuite poursuivi normalement jusqu'à la rupture. Elle fixe, en outre, la méthode d'interprétation qui conduit au calcul d'un module de déformation direct comme dans la norme NFP. 94.110-1, puis d'un module de rechargement. Mais bien avant la parution de cette norme, on réalisait des essais à plusieurs cycles puisque ce type d'essai figurait déjà dans la fameuse brochure D60 adressée par Louis Ménard à tous les utilisateurs de pressiomètre, en octobre 1967.

2.2. Réalisation du forage

Quels qu'aient été par le passé et quels que puissent être actuellement les modes opératoires, la qualité de l'essai, c'est à dire sa représentativité, réside essentiellement dans la méthode de mise en place de la sonde dans le terrain et il paraît important de s'attarder un peu sur ce point.

L'idée initiale de Louis Ménard était de réaliser un forage et d'introduire la sonde dans ce forage. Or il s'est rapidement heurté au problème que l'on rencontre lors du prélèvement d'échantillons pour essais de laboratoire qui est celui du remaniement. Mais dans le cas présent, ce remaniement concerne le sol en place situé autour du forage. Pour limiter ce remaniement, autant que faire se peut, il fallait d'une part réaliser des forages avec des moyens peu agressifs et avec des diamètres relativement voisin de celui des sondes pressiométriques et, d'autre part, faire en sorte que la mise en place de la sonde soit suffisamment rapide pour que le sol n'ait pas le temps de se décomprimer.

Les premiers essais pressiométriques ont donc été réalisés en terrains doués d'une certaine cohésion (argiles plastiques, limons, sables argileux), dans des forages de faible profondeur (une dizaine de mètres) exécutés à l'aide d'une simple tarière à main (Figures 45 et 46).

Lorsque la cohésion était insuffisante pour maintenir les parois du forage en équilibre, on utilisait des tarières à main spéciales permettant d'injecter de la bentonite dans le trou au fur et à mesure de son avancement (Figure 47). C'est ainsi que l'on opérait dans les sols sableux.

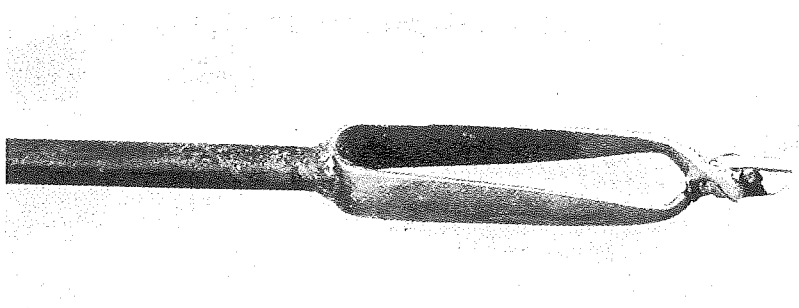


Figure 45. Tarière à main Hélix avec « doigts » d'extrémité pour traverser les sables compacts



Figure 46. Tarière à main

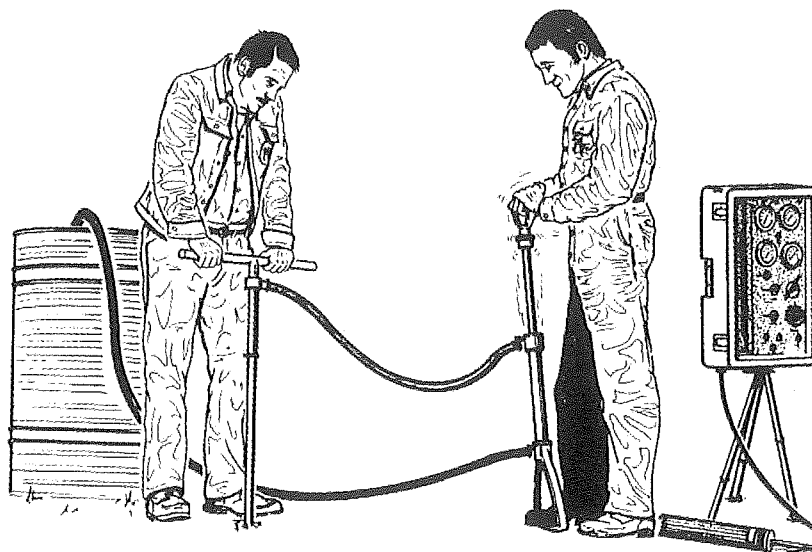


Figure 47. Tarière à main à injection

Très rapidement, il est devenu nécessaire de réaliser des forages profonds. Ces forages pouvaient être amenés à traverser des formations plus compactes et on a commencé dès 1961 à réaliser des forages en rotation-percussion à l'aide d'un « taillant » muni d'un croisillon « coupant » en carbure de tungstène (Figure 48). Ce taillant est fixé à l'extérieur d'un train de tige et la pénétration est assurée par un marteau pneumatique qui permet la rotation et la percussio

En milieu granulaire, cette méthode permet de mettre en place des tubes de protection et de réaliser les essais au-dessous de ces tubes après forage à la boue. Mais le plus souvent, dans ce type de terrain, noyé, on bat directement un tube fendu suivant cinq ou six génératrices ce qui le rend déformable. On réalise ensuite l'essai à l'intérieur de ce tube en effectuant, pour son interprétation, les corrections correspondantes. On a également utilisé les sondeuses rotatives classiques, destinées en général au carottage, mais équipées soit d'outils désagrégateurs à dents, soit de bicônes ou tricônes, soit d'outils pleins munis d'éclats ou de pastilles de diamant (Figure 50) et en injectant de la bentonite pour maintenir les parois.



Figure 48. Outil « taillant » pour forage en roto-percussion



Figure 49. Forage en roto-percussion au wagon-drill

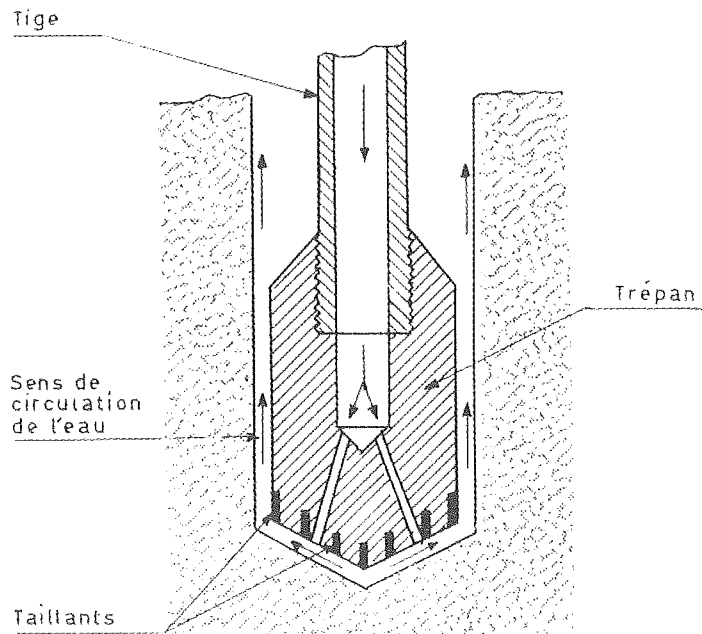
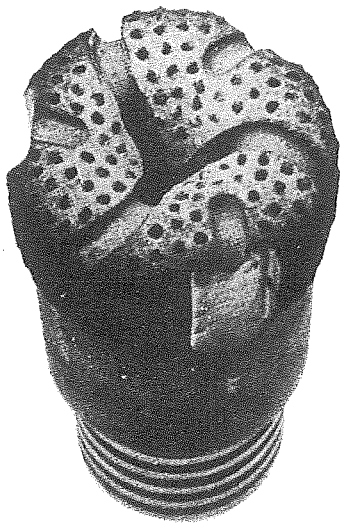


Figure 50. Trépan rotatif au carbure de tungstène



Avec ces sondeuses mais également avec les Wagon-drills, on peut, dans les argiles plastiques, réaliser le forage en battant un tube carottier, mais ce procédé, comme d'ailleurs le battage du tube fendu, est déconseillé dans ce type de sol. On lui préfère actuellement la forage à la tarière hélicoïdale (Figures 51 et 52).

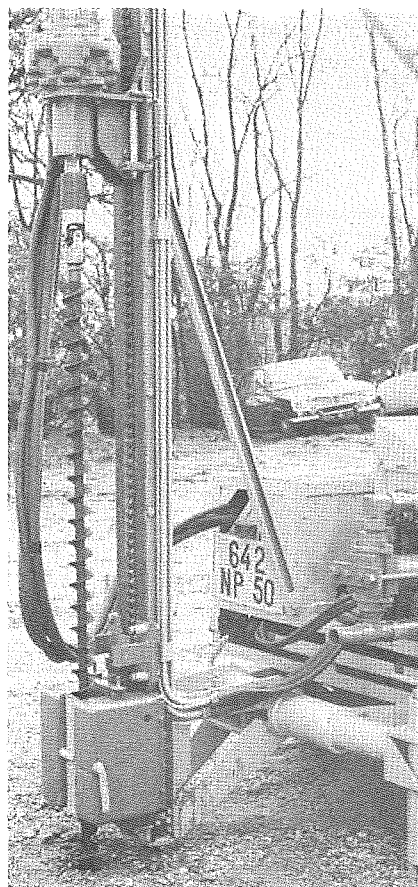


Figure 51. Tarière hélicoïdale

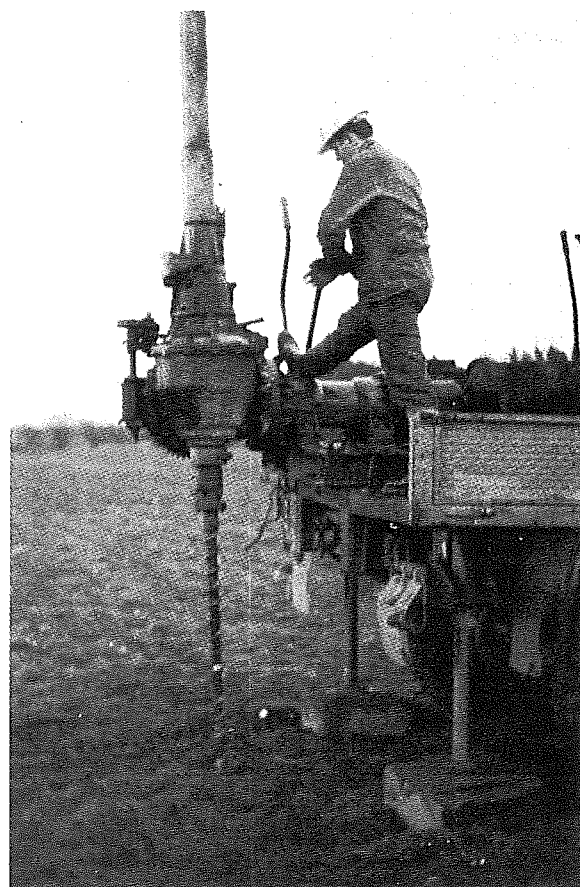


Figure 52. Forage à tarière hélicoïdale

Il est bien évident que certains de ces procédés de mise en place de la sonde sont quelque peu agressifs pour le sol et sont loin d'assurer l'intégrité des parois du forage. C'est pourquoi la norme NF P 94-100-1 précise dans son annexe C1 que nous reproduisons ci-après (tableau I), les méthodes de forage recommandées, tolérées ou interdites.

On remarque dans ce tableau (avant-dernière colonne) que la norme tolère le battage ou le vibrofonçage du tube fendu avec enlèvement simultané des matériaux. En pratique, il n'y a pas simultanéité entre le fonçage du tube et l'enlèvement des matériaux qui ne se fait qu'après le fonçage, ce qui induit un certain remaniement du sol surtout sous la nappe.

C'est pourquoi un système d'autoforage du tube fendu a été mis au point, sous le nom de STAF, entre 2000 et 2003, par les sociétés Géomatech et Apagéo assistées par le bureau d'études Eurogé. Ce dispositif n'est autre qu'une adaptation, au diamètre des sondes pressiométriques ($\varnothing$ 44 mm), du dispositif de forage excentré ODEX® utilisé déjà depuis plusieurs décennies pour les forages en gros diamètres dans les alluvions grossières (graviers et galets) ou dans les roches très fracturées. L'outil désagrégateur est placé à l'intérieur d'un tube fendu de 63 mm de diamètre extérieur et de 49 mm de diamètre intérieur. En phase de perforation, l'outil désagrégateur est déployé au-dessous du tube et son diamètre est alors égal au diamètre extérieur du tube fendu. À la profondeur de réalisation de l'essai, l'outil désagrégateur est replié et remonté de façon à permettre l'introduction de la sonde pressiométrique.

Ce système, qui est utilisé sur chantier depuis 2003, a fait l'objet d'une communication figurant dans le Tome 1 des comptes-rendus du présent symposium (Arsonnet et al., 2005).

Tableau I. Méthodes de réalisation des forages pressiométriques

Nature des terrains	Forage préalable									Refoulement
	Rotation *					Battage et autres				
	TAM	TIN	THC	O DG IN	CAR	ROTOP	CAR BAT	CAR VBF	TF EM	TF BAT/VBF
Vase et argiles molles	—	R °	—	O °	—	—	O CPMF	—	—	—
Argiles moyennement compactes	R	R °	R	R °	—	O °	—	—	O	—
Argiles compactes, marnes raides			R	R °	R °	O °	—	—	—	—
Limons :										
— au-dessus de la nappe	R	O °	R	O °	—	O °	O	O	O	—
— sous la nappe	—	R °	—	O °	O °	O °	—	—	O ▲	—
Sables lâches :										
— au-dessus de la nappe	R	R °	O	O °	—	O °	—	—	O	—
— sous la nappe	—	R °	—	O °	—	O °	—	—	—	O
Sables moyennement compacts et compacts	R	R °	R	R °	—	R °	O	O	O ▲	O +
Sols grossiers : graviers, galets argiles à silex, etc.			O	O °		R °	O	O	O	O +
Roches altérées			R	R	O	R °	O	O		O +
Roches tendres										
Légende :										
R : Recommandé										
O : Toléré										
— : Non toléré										
* Vitesse de rotation < 60 tr/min, et diamètre de l'outil inférieur ou égal 1,15 d _s .										
+ Éventuellement, forage préalable en petit diamètre (d _t < d _s).										
° Injection avec boue (pression < 500 kPa ; débit < 15 l/min).										
Dans le cas où le forage est fait par rotation, la pression (en tête du train de tiges) transmise sur l'outil doit être inférieure à 200 kPa.										
▲ Avec dispositions particulières (par exemple imposer un gradient vertical descendant, réaliser les essais en descendant, prolonger le tube fendu par un tube de garde).										
TAM	Tarière à main (cuillère)									
T IN	Tarière avec injection de boue de forage									
THC	Tarière hélicoïdale continue à sec									
O DG	Outil désagréateur									
CAR	Carottier									
ROTOP	Rotopercussion									
IN	Avec injection de boue									
BAT	Battage									
CPMF	Carottier à parois minces foncé									
TF	Tube fendu									
TF EM	Tube fendu avec enlèvement simultané des matériaux									
VBF	Vibrofonçage									

3. Interprétation de l'essai pressiométrique

Cette interprétation est non seulement nécessaire pour déterminer les paramètres pressiométriques du sol étudié, mais elle sert aussi à classer les sols, soit, lors d'un essai sans cycle, par le rapport E_M / p_{LM} , soit lors d'un essai avec cycle, par le rapport E_R / E_M . Enfin, selon cette première classification, la qualité d'auto-portance, notion mise en évidence par Louis Ménard, peut être détectée.

3.1. Essai pressiométrique sans cycle

L'essai pressiométrique normal conduit à une courbe effort-déformation (Figure 53) dont l'analyse permet :

- de calculer un module de déformation en appliquant la théorie élastique de Lamé au cylindre à parois infiniment épaisses que constitue le forage. Ce module, désigné selon la norme par E_M (module Ménard), est calculé sur la partie quasi linéaire de la courbe pressiométrique que l'on désigne souvent par phase « pseudo-élastique » ;
- d'évaluer une pression limite p_{LM} théoriquement égale à l'abscisse de l'asymptote de la courbe pressiométrique mais définie de façon pratique et conventionnelle dans la norme. Cette pression limite correspond à la contrainte de rupture du sol pour ce type de champ de contrainte cylindrique ;
- de tracer une courbe auxiliaire appelée par Louis Ménard, courbe de fluage. Cette courbe traduit l'évolution, en fonction des charges, de la déformation volumétrique entre 30 secondes et 1 minute. Elle fait apparaître un point de brisure qui se situe souvent au voisinage de l'extrémité de la phase pseudo-élastique et dont l'abscisse, appelée selon l'usage « pression de fluage », est désignée par p_f .

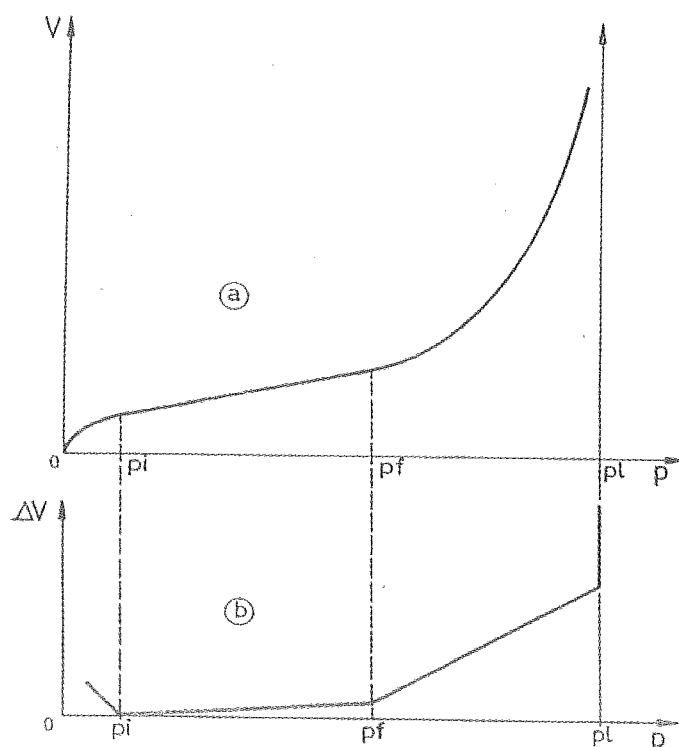


Figure 53. Courbe pressiométrique type (a) et courbe de fluage (b)

Ces deux courbes appelées « courbes corrigées » sont obtenues après avoir effectué certaines corrections sur les mesures brutes. On ne s'étendra pas sur ces corrections, si ce n'est pour évoquer l'une d'entre elles, particulièrement importante que l'on appelait, improprement d'ailleurs « correction d'inertie » et que la norme désigne maintenant par

« correction de résistance propre de la sonde ». Cette correction, rappelons-le, consiste à réaliser un essai pressiométrique « à vide », c'est à dire au niveau du sol avant introduction de la sonde dans le forage. Il suffit alors de relever sur cette courbe d'inertie la pression p_i correspondant à la même variation volumique V_m que celle relevée sur la courbe brute pour la pression p_m . La pression corrigée est alors $p = p_m - p_i$.

La figure 54 montre l'importance de cette correction qui, lorsqu'on passe de gaines les plus souples aux gaines les plus rigides (tube lanterné) peut atteindre 0,45 MPa.

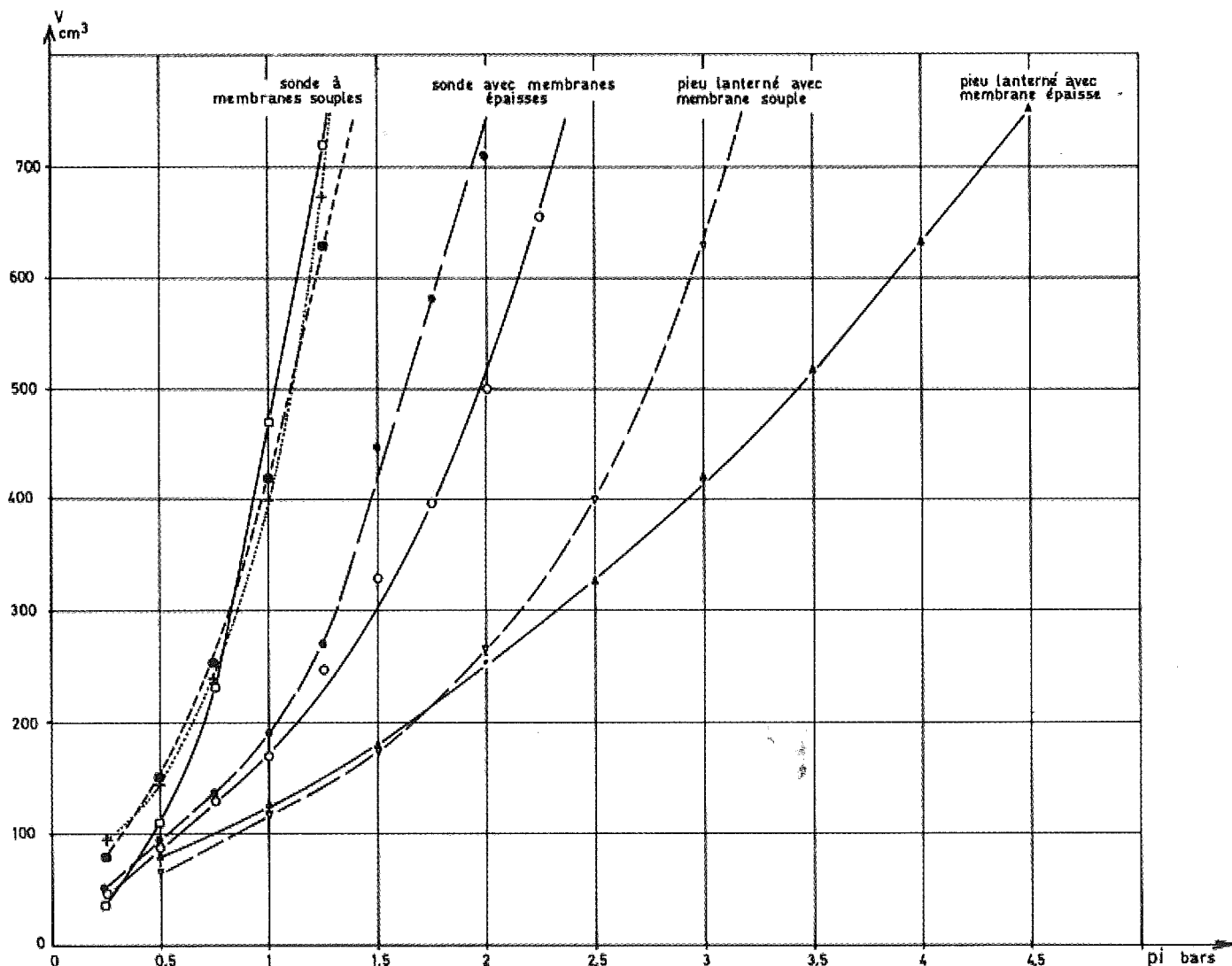


Figure 54. Courbe des résistances propres gaine + membrane (inertie)

3.1.1. Calcul du module de déformation selon la norme

La courbe pressiométrique, après correction des mesures, est constituée d'une succession de segments de droite de pente m_i :

$$m_i = \frac{V_i - V_{i-1}}{p_i - p_{i-1}}$$

où (p_i, V_i) sont les coordonnées de l'extrémité du segment i . On définit alors par:

- m_E la valeur de m_i strictement positive, la plus faible,
- (p_E, V_E) et (p'_E, V'_E) les coordonnées, respectivement de l'origine du segment de pente m_E et de son extrémité.

On définit également le coefficient :

$$\beta = 1 + \frac{1}{100} \cdot \frac{p'_E + p_E}{p'_E - p_E} + \frac{6}{V'_E - V_E}$$

où les volumes sont exprimés en cm³.

La plage d'évaluation du module pressiométrique est constituée par l'ensemble des segments consécutifs qui ont une pente inférieure ou égale à β fois la pente m_E non nulle.

(p_1, V_1) et (p_2, V_2) désignant respectivement les coordonnées de l'origine et de l'extrémité de cette plage, le module de déformation pressiométrique est alors calculé par la formule :

$$E_M = 2(1 + \nu) \left[V_s + \frac{V_1 + V_2}{2} \right] \frac{p_2 - p_1}{V_2 - V_1}$$

où ν est le coefficient de Poisson du sol pris conventionnellement égal à 0,33 et V_s , le volume initial conventionnel de la cellule de mesure.

3.1.2. Evaluation de la pression limite selon la norme

Par convention, la pression limite est la pression corrigée qui correspond à un volume injecté

$$V_l = V_s + 2 V_1$$

a. Evaluation directe

Lorsque le volume injecté est supérieur à $V_s + 2 V_1$, la pression limite est déterminée par interpolation linéaire entre les pressions des paliers qui encadrent ce volume.

b. Evaluation par extrapolation

Lorsque le volume injecté est inférieur à $V_s + 2 V_1$, la pression limite est évaluée par extrapolation selon deux méthodes, pour autant que le nombre de paliers de pression au delà de p_2 soit au moins égal à 3.

La première méthode est la « méthode de la courbe inverse ». Au lieu de tracer la courbe en échelle arithmétique (V, p) , on la trace en échelle fonctionnelle $\left(\frac{1}{V}, p\right)$. Si l'on pose $y = \frac{1}{V}$, l'expérience montre que la courbe $y(p)$ est sensiblement une droite pour $p > p_2$. On procède ensuite à une régression linéaire par la méthode des moindres carrés. On obtient donc :

$$y = \frac{1}{V} = A p + B$$

où A et B sont les paramètres de la droite de régression. On a donc finalement :

$$(p_{LM})_i = -\frac{B}{A} + \frac{1}{A(V_s + 2V_E)}$$

La seconde méthode est la « méthode hyperbolique », dite de Lemée. On fait le changement de variable :

$$X = \frac{V^2 - V_E^2}{p - p_E} \quad \text{et} \quad Y = \frac{pV^2 - p_E V_E^2}{p - p_E}$$

pour toutes les valeurs de p supérieures à p_E . L'expérience montre que la courbe $Y(X)$ est une droite dont on met l'équation sous la forme :

$$Y = C X - D$$

On procède ensuite à une régression linéaire par moindres carrés pour évaluer C et D. La pression limite correspondant à $V_i = V_s + 2 V_1$ est alors :

$$(p_{LM})_h = \frac{p_E(V_E^2 + D) + C(V_i^2 - V_E^2)}{(V_s + 2V_1)^2 + D}$$

La pression limite conventionnelle extrapolée est alors :

$$p_{LM} = m_{in}[(p_{LM})_i, (p_{LM})_h]$$

La troisième méthode est celle de la « double hyperbole », qui fait partie du projet de norme EN ISO 22478-4 à l'enquête probatoire. Elle a été le sujet d'une communication au symposium ISP5 – PRESSIO 2005 (Baud et Gambin, volume 1, p. 175).

La norme précise que l'essai ne permet pas d'évaluer la pression limite si l'on a :

$$\left| \frac{(p_{LM})_i}{(p_{LM})_h} - 1 \right| \geq 0,2$$

La norme définit également, mais seulement à titre informatif :

- la pression limite nette : $p_{LM}^* = p_l - \sigma_{hs}$;
- la pression de fluage nette : $p_f^* = p_f - \sigma_{hs}$;

où σ_{hs} est la contrainte totale horizontale au niveau de l'essai et qui est définie par :

$$\sigma_{hs} = k_0 (\sigma_{vs} - u_s) + u_s$$

avec σ_{vs} , la contrainte totale verticale au niveau de l'essai ; u_s , la pression interstitielle dans le terrain au niveau de l'essai et k_0 , le coefficient de pression des terres au repos.

En l'absence de mesure de k_0 on adopte la valeur de 0,5.

3.1.3. Première remarque

Des corrélations entre la pression limite nette et la pression de fluage nette ont montré que :

- dans les argiles, on avait en général des rapports : $\frac{p_{LM}^*}{p_f^*} \geq 1,6$ à 1,7

- et dans les sables : $\frac{p_{LM}^*}{p_f^*} \geq 1,8$ à 2.

Bien que cette démarche ne figure plus dans la norme, on peut, comme cela s'est fait pendant longtemps, c'est à dire pratiquement jusqu'à l'élaboration de la dernière version de la norme NFP 94-110-1 (Janvier 2000), estimer la pression limite nette (lorsqu'elle n'a pu être déterminée par les méthodes directes ou indirecte proposées par la norme) par la relation :

$$p_{LM}^* \geq (1,5 \text{ à } 1,7) p_f^*$$

qui paraît être une formule sécurisante pour autant que la pression de fluage ait été effectivement atteinte.

3.1.4. Deuxième remarque

Lorsque la pression limite a pu être normalement évaluée, les valeurs du rapport $\frac{p_{LM}^*}{p_f^*}$ constituent un critère de qualité de l'essai car ce rapport doit rester compris entre 1 et 2.

3.1.5. Troisième remarque

Un critère de qualité très souvent utilisé en France est le rapport $\frac{E_M}{p_{LM}}$ qui permet une classification des sols :

$\frac{E_M}{p_{LM}} < 5$	sols remaniés et triturés
$5 < \frac{E_M}{p_{LM}} \leq 8$	argiles sous consolidées ou légèrement remaniées
$8 < \frac{E_M}{p_{LM}} \leq 12$	argiles normalement consolidées
$12 < \frac{E_M}{p_{LM}} \leq 15$	argiles légèrement surconsolidées
$\frac{E_M}{p_{LM}} > 15$	argiles surconsolidées
$6 < \frac{E_M}{p_{LM}} \leq 8$	sables et graviers immergés
$\frac{E_M}{p_{LM}} > 10$	sables, sables et graviers secs et serrés

Toute valeur de ce rapport très différente des valeurs ci-dessus peut être l'indice d'une qualité défectueuse de l'essai et mérite un examen plus approfondi des résultats.

3.2. Essai pressiométrique avec cycle

L'essai est conduit conformément à la norme NFP.94110-1 jusqu'à la pression de déchargement p_{rD} . Cette pression, ainsi que celle à partir de laquelle on reprend le rechargement, sont définies dans la norme (Figure 55).

Le déchargement s'effectue sans palier en au moins une minute et la pression à partir de laquelle on reprend le chargement doit être maintenue pendant une minute.

Le rechargement s'effectue ensuite selon les prescriptions de la norme NFP.94110-1.

Le dépouillement de l'essai consiste à évaluer le module de rechargement par la relation :

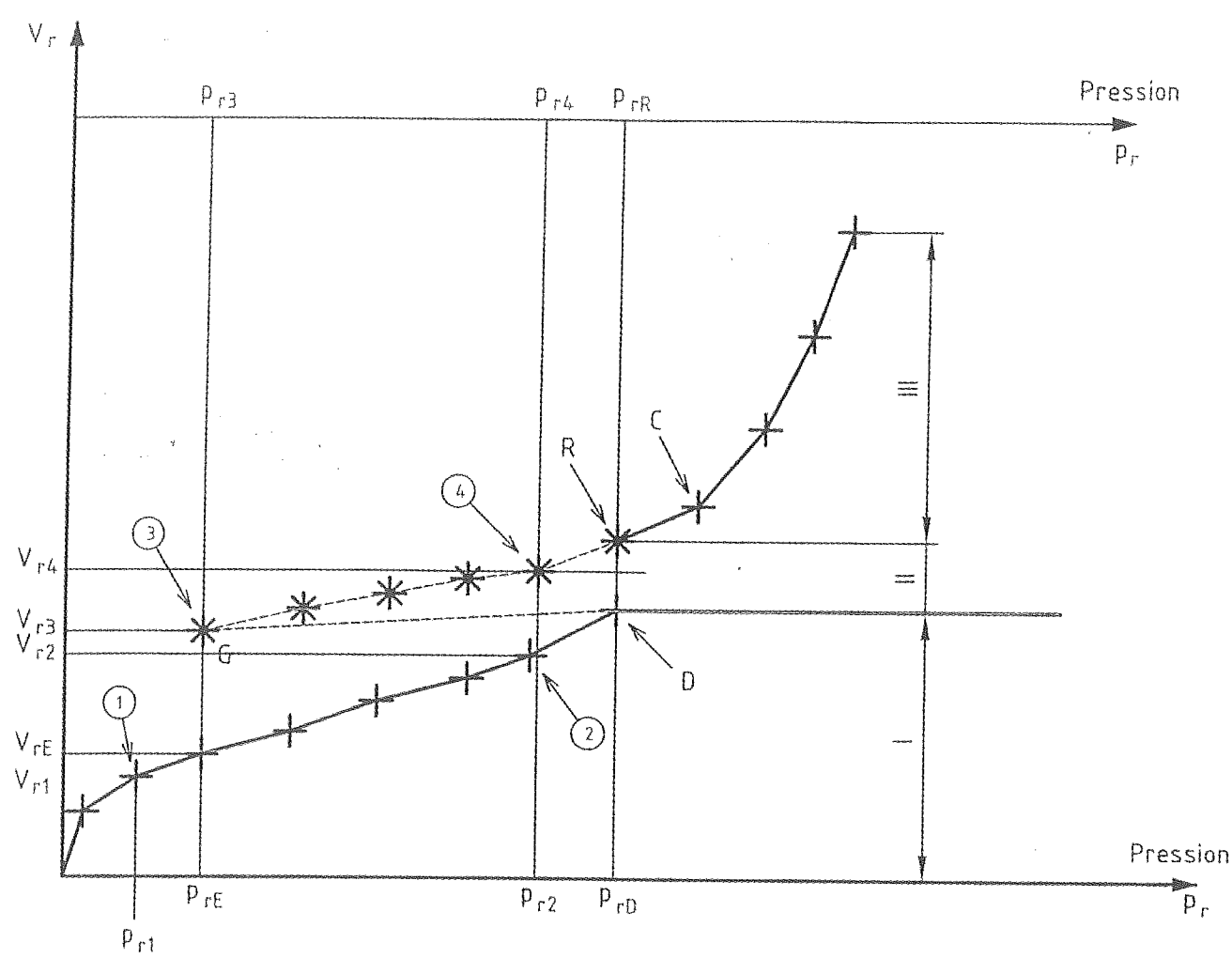
$$E_R = 2(1 + \nu) \left[V_s + \frac{V_3 + V_4}{2} \right] \frac{p_4 - p_3}{V_4 - V_3}$$

où (p_3, V_3) et (p_4, V_4) sont les coordonnées des extrémités de la phase de rechargement sur laquelle est calculé le module et qui est définie comme dans le cas de l'essai sans cycle. Mais on doit également effectuer le calcul du module de premier chargement.

Les premiers essais à cycle ont été réalisés par Ménard lui même au début des années 1960 puisqu'il les évoque dans une note interne, datée du 2 novembre 1960, et qu'il fournit une interprétation des résultats qu'il a obtenus dans le premier numéro de la revue Sols-Soils qu'il venait de fonder (1962).

Ces essais comportaient plusieurs cycles (2 à 3) et le module de chargement du dernier cycle était appelé « module alterné » et désigné par E_a . Les valeurs du rapport $\frac{E_a}{E_M}$ ainsi obtenus sont données dans le tableau II ([Ménard et Rousseau, 1962]).

Ce sont ces essais qui ont permis d'évaluer les coefficients de structure des sols dont on reparlera plus loin.



Légende

- I : Essai selon NF P 94-110-1

II : Essai selon XP P 94-110-2

III : Essai selon NF P 94-110-1
- Entre (1) et (2) : calcul de E_M

Entre (3) et (4) : calcul de E_R

Figure 55. Exemple de courbe pressiométrique avec un cycle

Tableau II. Valeurs du rapport E_R/E_M en fonction de la nature des sols

$\frac{E_R}{E_M}$	Nature des sols
1	Sols artificiels compactés
1 à 2	Sols à structures très stables (rocher)
2 à 3	Argile
3 à 5	Limons et sables

3.3. Autre classification des sols à partir de la pression limite

Terzaghi et Peck, dans leur ouvrage « Mécanique des sols appliquée aux travaux publics et au bâtiment » (1948), traitent de deux problèmes qui, à première vue, peuvent paraître très éloignés l'un de l'autre :

- l'état de consolidation d'une couche d'argile qui peut être sous-consolidée si elle tasse sous son propre poids, normalement consolidée si elle est stable sous son propre poids ou surconsolidée (article 41) ;
- la stabilité ou l'instabilité des couches de sable sous l'effet d'actions extérieures (chocs et vibrations tels que ceux provoqués par des séismes ou le battage de pieux, article 42).

Ménard, au contraire, les rapproche dans la notion d'auto-portance d'un sol. Le tableau III indique les seuils d'auto-portance exprimés en valeur de la pression limite minimale qu'il a proposés pour qu'une couche de sol (entre 1 et 10 m de profondeur) ne tasse pas sous son propre poids. La connaissance de ces valeurs est importante quand on étudie un sol qui peut être soumis à des actions extérieures. Dans de nombreux cas, le concepteur du projet peut être amené à envisager une amélioration des caractéristiques mécaniques du sol dans le but de le stabiliser : pré-chargement des argiles, densification mécanique des sables (Varaksin et al., 2005).

Tableau III. Seuils d'auto-portance des sols

Nature des sols	Seuil d'auto-portance (en kPa)
Argiles	250 à 300
Limons	400
Sables	600
Sables, graves et galets	800

4. Applications de l'essai pressiométrique à l'étude des fondations

Un document en anglais et en français concernant les applications des pressiomètres aux fondations est consultable dans la référence Amar et al. (1991) « The application of pressuremeter test results to foundation design in Europe – Utilisation des résultats des essais pressiométriques pour le dimensionnement des fondations en Europe ».

4.1. Évolution des méthodes

4.1.1. Règles de 1958

Les premières règles d'application des essais pressiométriques à l'étude des fondations étaient de nature empirique et, de toute évidence, orientées vers le bâtiment.

Pour les fondations superficielles ou à faible profondeur, Louis Ménard avait établi deux critères pour ce qu'on appelait à l'époque le « taux de travail admissible ». Ce taux de travail devait satisfaire à deux conditions :

- la condition de stabilité générale qui permettait de mettre la fondation à l'abri d'une rupture par poinçonnement et qui se résumait au tableau IV ;

Tableau IV. Condition de stabilité par rapport au poinçonnement

Type de fondation		$p \leq$
superficielle	isolée	$\frac{4p_{LM}}{9}$
	continue	$\frac{p_{LM}}{3}$
enterrée	isolée	$\frac{7p_{LM}}{12}$
	continue	$\frac{7p_{LM}}{15}$

- la condition de tassement différentiel du second ordre qu'il avait bien définie (Ménard, 1959) et qui s'écrivait :

$$p \leq C_f E k k_n + A$$

où C_f est le coefficient de forme fonction de l'élancement L / B de la fondation avec $1 \leq L / B \leq \infty$ et E , la moyenne harmonique des « modules intégrés » E_M relatifs à chaque forage, avec :

$$E_M = \frac{\int_0^h \beta(z) dz}{\int_0^h \frac{\beta(z)}{E_M(z)} dz}$$

où $\beta(z)$ est la fonction de distribution des contraintes en profondeur de Boussinesq, l'intégration se faisant entre le plan de pose de la fondation ($z = 0$) et le niveau à partir duquel le tassement pouvait être considéré comme négligeable ($z = h$).

Si n est le nombre de forages on a donc :

$$E = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_M}}$$

Par ailleurs, les coefficients k , k_n et A étaient donnés dans des tables numériques établies par Louis Ménard et avaient les significations suivantes :

- k = coefficient modérateur prenant en compte l'hétérogénéité du sol et le fluage ;
- k_n = coefficient de rigidité de la structure ;
- A = fraction de la pression verticale due au poids des terres excavées : $A > 0$ si excavation et $A < 0$ si remblaiement autour du bâtiment achevé.

En ce qui concerne les fondations sur puits, c'est à dire les fondations isolées enterrées à une profondeur inférieure à la profondeur critique, la condition de tassement différentiel du second ordre ne diffère de celle des semelles superficielles que par l'introduction d'un coefficient multiplicateur supplémentaire k_p , qui est un terme de profondeur faisant intervenir implicitement le frottement latéral, et qui dépend de la profondeur d'encagement pondérée :

$$h_\Sigma = \frac{\sum h_i E_i}{E_\Sigma}$$

où E_Σ est la moyenne harmonique des modules mesurés. En fonction de la profondeur relative $\frac{h_\Sigma}{B}$ (B = diamètre du puits), les valeurs de k_p sont les suivantes (Tableau V).

Tableau V. Valeurs du coefficient multiplicateur k_p

$\frac{h_\Sigma}{B}$	k_p
0	1
1	2
2	3

Enfin, en ce qui concerne les pieux, les prescriptions de la brochure D/32/59 ne sont explicitées que pour les pieux forés. Mais il ne s'agit alors que de la condition de stabilité générale, aucune indication n'étant donnée en ce qui concerne les tassements différentiels. Le terme de pointe admissible est tel que :

$$p \leq \frac{7p_{LM}}{12}$$

et le frottement latéral admissible est donné en fonction de la pression limite dans le tableau VI avec comme unité le bar qui était, à l'époque, l'unité légale de contrainte.

Tableau VI. Valeurs du frottement latéral admissible

	s (bars)
$0 < p_{LM} < 0,8 \text{ bars}$	$\frac{p_{LM}}{10}$
$0,8 < p_{LM} < 4 \text{ bars}$	$\frac{p_{LM}}{20} + 0,04$
$4 < p_{LM} < 9 \text{ bars}$	$\frac{p_{LM}}{40} + 0,14$
$p_{LM} > 9 \text{ bars}$	0,4

4.1.2. Règles de 1962

Toutes ces prescriptions, très empiriques, ont été utilisées jusqu'en 1962, date à laquelle Louis Ménard, avec la collaboration de Jean Rousseau et d'autres utilisateurs du pressiomètre, a mis au point une méthode d'évaluation directe des tassements (Ménard et Rousseau, 1962).

Dès l'apparition du pressiomètre, les premiers utilisateurs ont en effet essayé d'évaluer le tassement des fondations sur semelles en utilisant la théorie de Boussinesq, relative à la déformation des solides élastiques, qui conduit à la formule suivante :

$$w = C_f(1-\nu^2)\frac{pR}{E_M}$$

où E_M est le module intégré défini précédemment et qui n'est autre que le module constant d'un sol idéalement élastique et homogène dont le tassement, toutes choses égales par ailleurs, serait le même que celui du sol réel ; C_f , le coefficient de forme de la fondation ; ν , le coefficient de Poisson du sol et R , la demi-largeur de la fondation.

Le coefficient de forme, fonction de l'élancement de la semelle (longueur / largeur) et de sa rigidité, est donné par des tableaux numériques (Boussinesq, Caquot et Kérisel, etc.). Dans le cas d'une fondation reposant à une profondeur D dans le sol, on introduisait un coefficient réducteur fonction du rapport D / R dont les valeurs ont été établies par Mindlin.

Les résultats de ces évaluations étaient assez décevants car ils surestimaient considérablement les tassements. C'est alors que Louis Ménard eut l'idée d'utiliser les résultats d'une étude présentée par Josselin de Jong (1957), c'est à dire deux ans seulement après l'apparition du pressiomètre, et qui portait sur le tassement du sol sous une demi-sphère rigide. L'expression de ce tassement est :

$$w = \frac{1+\nu}{3E}pR$$

L'examen des lignes isostatiques sous une fondation superficielle circulaire montrant qu'à partir d'une certaine profondeur le champ de contrainte est à tendance déviatoire comme autour d'un pressiomètre (Figure 56), Ménard a alors admis que l'on pouvait considérer sous une telle semelle deux domaines :

- un domaine A limité par une demi-sphère dont le plan diamétral horizontal est constitué par la base de la semelle ;
- un domaine B situé au delà.

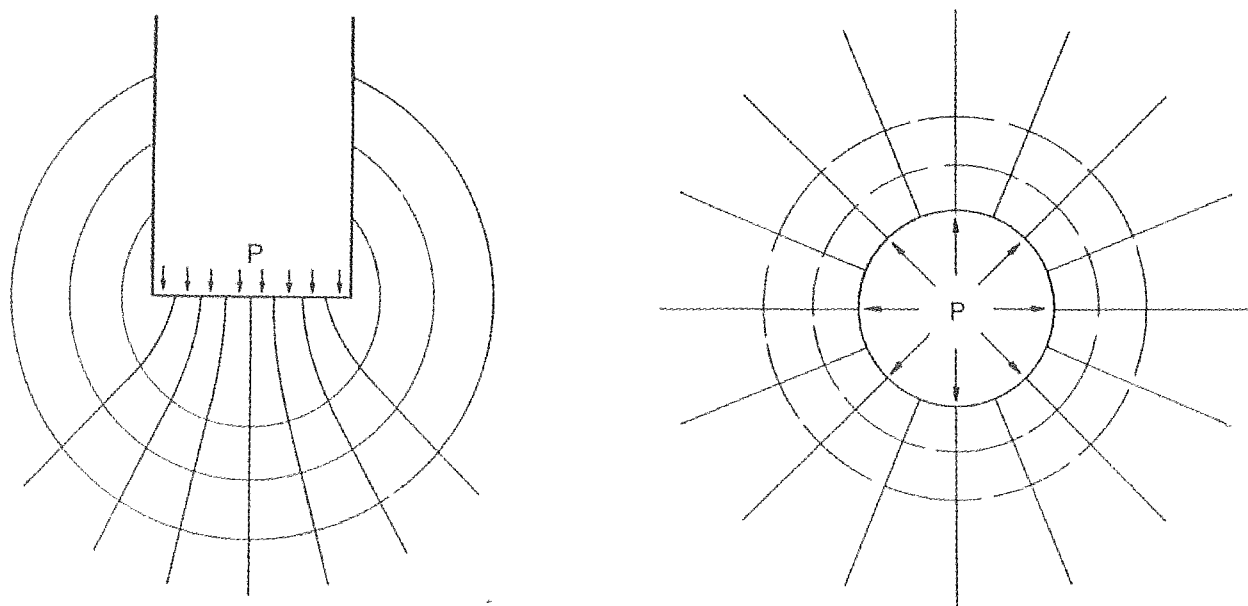


Figure 56. Lignes isostatiques :
a) sous une semelle ; b) autour d'une cavité cylindrique horizontale

Le tassement de la fondation serait alors la somme de la déformation radiale de la demi-sphère A soumise à la pression p exercée par la semelle sur son plan diamétral horizontal et de la déformation du domaine B sous l'action du champ déviatorique produit par la demi sphère A supposée rigide (Figure 57).

En élasticité :

- domaine A :
$$w_s = (1 - 2\nu) \frac{pR}{E}$$

- domaine B :
$$w_d = \frac{1 + \nu}{3E} pR$$

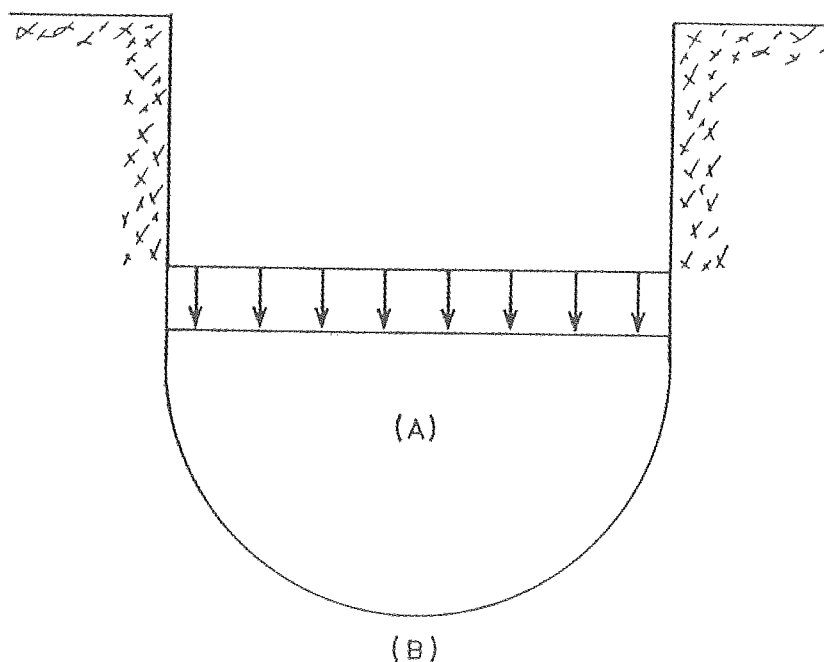


Figure 57. Schéma simplifié de Ménard pour le calcul des tassements

Pour tenir compte du fait que le sol n'est pas un matériau élastique et que, par voie de conséquence, les effets d'échelle peuvent devenir importants, on peut admettre (Ménard et Rousseau, 1962 ; cf. en particulier figure 6) que cette formulation est valable pour des semelles de petites dimensions et introduire une dimension de référence $R_0 = 0,30$ m (pour se servir des travaux de Terzaghi) et un coefficient de structure α qui permet de passer du module pressiométrique E_M au module élastique E par la relation :

$$E = \frac{E_M}{\alpha}$$

où : $\alpha = \frac{1}{3}$ dans les sables

$\alpha = \frac{1}{2}$ dans les limons

$\alpha = \frac{2}{3}$ dans les argiles

Cette méthode conduit finalement, pour une semelle circulaire, à la formule suivante :

$$w = \frac{1}{4,5} \cdot \frac{\alpha p R}{E_A} + \frac{(1 + \nu) p R_0}{3 E_B} \left(\frac{R}{R_0} \right)^\alpha$$

où E_A et E_B sont les modules pressiométriques respectivement des domaines sphérique et déviatorique et R le rayon de la semelle.

Pour une semelle rectangulaire le rapport $\frac{R}{R_0}$ est affecté d'un coefficient de forme λ_d , fonction de l'élancement $\frac{L}{2R}$ de la fondation, qui varie de 1,12 à 2,65 lorsque l'élancement varie de 1 à plus de 10 (théoriquement l'infini).

L'année suivante c'est à dire en 1963, à la suite d'une série d'essais de chargement de différents types de fondations, en vraie grandeur ou à l'échelle un demi, Louis Ménard a présenté de nouvelles règles d'évaluation des contraintes limites de rupture en fonction de la pression limite nette (Ménard, 1963).

4.1.3. Règles de 1968

Quelques années plus tard, en octobre 1967, Louis Ménard a diffusé la fameuse brochure D/60/67 intitulée : « *Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations* » (Centre d'Etudes Géotechniques de Paris, 1968).

Dans ce document sont rassemblées, en un véritable corpus, l'ensemble des règles de dimensionnement des fondations élaborées après douze ans d'expérience du pressiomètre, et qui sont les suivantes.

4.2. Fondations superficielles

La contrainte limite à la rupture est proportionnelle à la pression limite nette :

$$q_l - q_0 = k (p_{LM} - p_0)$$

où k est le facteur de portance variant de 0,8 à 9 ; q_0 , la contrainte verticale naturelle (poids des terres), au niveau et autour de la semelle une fois la construction en service et p_0 , la contrainte horizontale au repos du sol au niveau de l'essai pressiométrique.

Les valeurs de k sont données par des abaques établis par Louis Ménard en fonction de la catégorie de sol, de l'élancement de la semelle et de la profondeur d'encastrement relatif D_e / R (Figure 58) :

- D_e , la profondeur équivalente = $\frac{1}{p_{\ell e}^*} \int_0^D p_{LM}(z) dz$;
- $p_{\ell e}^*$, la pression limite nette équivalente au niveau de la fondation déterminée par une analyse statistique de l'ensemble des valeurs de p_{LM}^* au dessous du plan de pose de la semelle ou, si les écarts de valeurs de p_{LM}^* sont inférieurs à 30 %, en prenant la moyenne géométrique des valeurs obtenues entre les niveaux correspondant à une largeur de semelle au dessus et au dessous du plan de pose de la fondation ;
- D , la profondeur réelle de la fondation.

Les catégories de sol au nombre de quatre, étaient définies par Louis Ménard en fonction de leur nature et de leur pression limite.

À l'époque, la contrainte admissible était obtenue par la relation fondamentale de Ménard (1963) en appliquant un coefficient de sécurité de 3 à la contrainte limite de rupture :

$$q = \frac{k(p_{LM} - p_0)}{3} + q_0$$

Le tassement est donné par la formule établie précédemment, mais légèrement modifiée par l'introduction d'un coefficient de forme du domaine sphérique λ_c . La formule définitive d'évaluation des tassements devient alors :

$$w = \frac{1}{4,5} \frac{\alpha p R \lambda_c}{(E_M)_c} + \frac{(1 + \nu) p R_0}{3(E_M)_d} \left(\lambda_d \frac{R}{R_0} \right)^\alpha$$

où E_c et E_d sont les modules pressiométriques respectivement du domaine sphérique et du domaine déviatorique, ce dernier résultant d'une intégration numérique sur une profondeur de l'ordre de huit fois la largeur de la semelle. Pour illustrer l'efficacité de cette formule, voici quelques éléments de comparaison entre des tassements ainsi calculés et les tassements réels mesurés sur les ouvrages concernés (Tableaux VII et VIII).

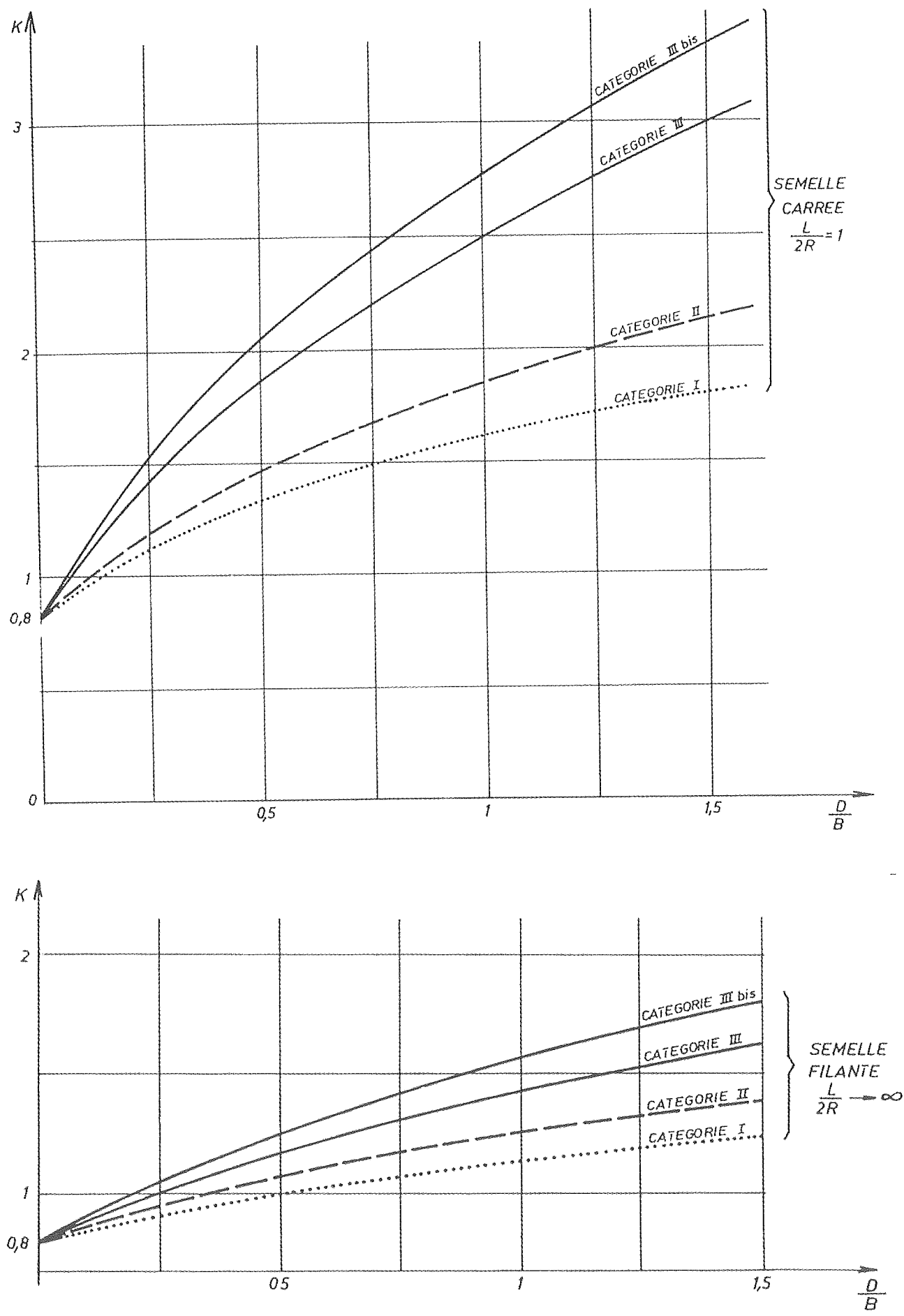


Figure 58. Facteur de portance dans la méthode pressiométrique

Tableau VII. Résultats du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Bru et al., 1973).

Désignation de l'ouvrage	Nature du sol	Dimensions semelles (mètres)	Tassements calculés (cm)	Tassements mesurés (cm)	Observations
Bâtiment R+1 à Plancoët	silts	B=0,90/1,60 L# ∞	1,7 à 3,2	1,4 à 2,4	
Bâtiment R+1 à Paimpol	limons	B=0,80 L# ∞	0,2 à 0,4	0,15 à 0,22	
P.S. CD34 Pont-route	Graves et faluns	B=2,50 L= 9,50	0,4 à 0,9 9,6	0,4 à 0,8 8,0	Appuis intermédiaires Culées sur remblai
PS 5 travées carrefour à Mérignac	Graves et argiles molles	B = 3,50 L = 10,00	0,5 à 5,7	0,7 à 3,5	
PICF rocade Bordeaux	Vase (4,00m)	Radier 3 x 37,50	7,0	4,0 à 8,0	
Réservoir SNPA à Rouen	Silts et tourbe	Ø 27m sur grave Ø 30	79	70 à 75	Tassement sur périphérie Centre +40cm

Tableau VIII. Résultats de Technique Louis Ménard (Ménard, 1971).

Désignation de l'ouvrage	Nature du sol	Tassements calculés (cm)	Tassements mesurés (cm)	Observations
Hôpital en Suède	Argiles surconsolidées	0,38 à 0,45	0,33 et 0,4	Mesures effectuées à 2 ans. Prévisions à 10 ans : 0,45 cm
Immeuble en Suède	Remblai sableux compacté	6,9	6,0	
Réservoir à Bayonne Ø27 mètres	Sable fin saturé	1,2 à 2,8	1,1 à 3,1	Mesuré dans une épreuve à l'eau
Réservoir à Rouen Ø20 mètres	Vase limoneuse	80	70	Mesures effectuées à 4 ans
Réservoir au Gabon Ø67 mètres	Remblai hydraulique	2,5 à 3,5	2,1 et 3,6	Epreuve à l'eau durée 1 mois
Immeuble à Sarcelles	limons	1,3	0,9	Mesures en fin de construction

Dans les deux séries de comparaison, on constate qu'il y a une très bonne concordance entre les valeurs calculées et les valeurs mesurées.

L'ensemble de ces prescriptions a été repris sans changement en 1972 dans le document FOND72, établi par les services du Ministère de l'équipement, en l'occurrence le Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) et le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC).

Lorsqu'il existe un substratum indéformable à faible profondeur sous la fondation et que la largeur de la fondation est supérieure ou égale à 1,5 fois la profondeur H de ce substratum et si les terrains déformables appartiennent à la même catégorie de sol (α constant), on peut évaluer le tassement par la relation :

$$W = \int_0^H \alpha(z) \frac{\beta(F) p(z)}{E(z)} dz = \frac{\alpha \bar{p} H}{E_i}$$

où $\bar{p}$ est la valeur moyenne de la contrainte verticale induite par la fondation dans la couche déformable c'est à dire $\bar{p} = \frac{p}{H} \int_0^H \beta(F) dz$ et où E_i est le module intégré sur la hauteur H.

$\beta(F)$ est un coefficient fonction du rapport « contrainte de rupture du sol sous l'ouvrage à la contrainte apportée par l'ouvrage sur le sol » :

lorsque $1 < F \leq 3$:
$$\beta(F) = \frac{2}{3} \frac{F}{F - 1}$$

On voit que lorsque $F = 1$ alors le coefficient β devient infini, ce qui est normal puisqu'on se trouve à la rupture.

Si la variation du coefficient $\beta(F)$ reste voisin de l'unité, sur l'épaisseur H, on peut remplacer E_i par la moyenne harmonique des modules mesurés et $\bar{p}$ par la contrainte verticale au niveau de la fondation (Figure 59). La formule ci-dessus s'applique avec efficacité aux remblais dont les dimensions au sol sont souvent très grandes, et donne des résultats acceptables comme le montrent les tableaux comparatifs IX et X.

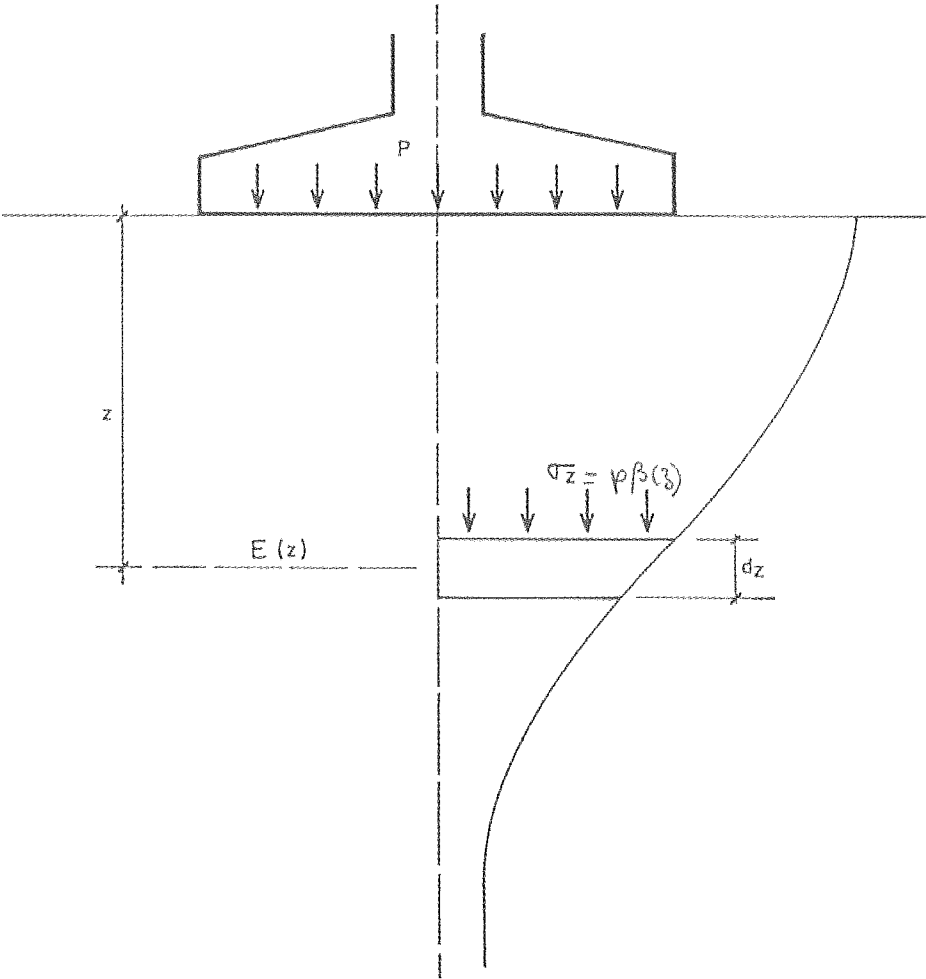


Figure 59. Intégration des modules

Tableau IX. Résultats du LCPC (Bru et al., 1973)

Désignation de l'ouvrage	Nature du sol	Largeur (m)	Tassement calculé (cm)	Tassement mesuré (cm)
Remblai routier de 4m à Cran	Argile molle		40	85
Remblai routier de 5m au Marouillet	Argile, limons, vase	B = 40	44	55
Remblai d'accès de 8.50m à Tartifume	Argile (7,50m)	B = 60	130	80

Tableau X. Résultats de Fondasol (Cassan, 1978)

Désignation des zones de mesures	Tassements calculés (cm)	Tassements mesurés (cm)
Voie franchie 21 Sud	7,5	4,2
Voie franchie 22 Sud	16,6	15,2
Voie franchie 23 Ouest	13,0	17,7
Voie franchie 27	44,6	50,2
Voie franchie 28	65,6	58,5
La Gueule	24,1	24,4
Les Queyrons	26,0	29,7
CD44	17,0	18,7
Les Bretau	20,0	10,4

Le tableau IX fait référence à des tassements de remblais de l'autoroute A7 entre Valence et Avignon. Les couches compressibles, d'une épaisseur variant de 5 à 10 m sont constituées d'argiles sableuses et limoneuses relativement homogènes pour lesquelles on a pris $\alpha = 0,5$ et qui reposent sur les alluvions grossières du Rhône. Les valeurs de ces tassements sont des valeurs stabilisées, mesurées 8 à 9 mois après la mise en place des remblais.

4.3. Fondations profondes

La capacité portante à la rupture d'une fondation profonde est la somme d'un terme de pointe et d'un terme de frottement latéral.

Le terme de pointe à la rupture est de la même forme que pour les semelles, seule change la valeur du facteur de portance. Ce facteur est fonction des mêmes paramètres que celui des fondations superficielles. Mais, pour les pieux, il dépend également de la méthode de réalisation. Il est également donné par un abaque établi par Louis Ménard (Figure 60).

Le terme de pointe admissible est alors obtenu par application d'un coefficient de sécurité de 3 sur la valeur à la rupture.

Le frottement latéral limite est donné en fonction de la pression limite nette par un abaque (Figure 61) qui fait apparaître :

- un frottement renforcé sur trois diamètres au dessus de la base ;
- un frottement normal sur le reste du fût.

Cet abaque donne également une valeur approchée du frottement négatif, et on prend ensuite un coefficient de sécurité de 2 sur le frottement positif total.

En ce qui concerne le tassement d'un pieu isolé, la brochure D60 d'octobre 1967 se réfère à la méthode numérique de Michel Gambin (Gambin, 1963), basée sur l'hypothèse, reprise plus tard, à juste titre par divers auteurs, à savoir que la réaction qu'oppose le sol à l'enfoncement du pieu à la profondeur z est fonction du déplacement de la section droite du pieu à cette profondeur.

C'est ainsi que Cambefort (1964) a établi les relations analytiques qui permettent d'évaluer le tassement d'un pieu connaissant les paramètres des lois qui relient, d'une part, la contrainte σ_p et le tassement y_p de la pointe, et, d'autre part, le frottement latéral F et le déplacement vertical y d'une section horizontale du pieu (Figure 62).

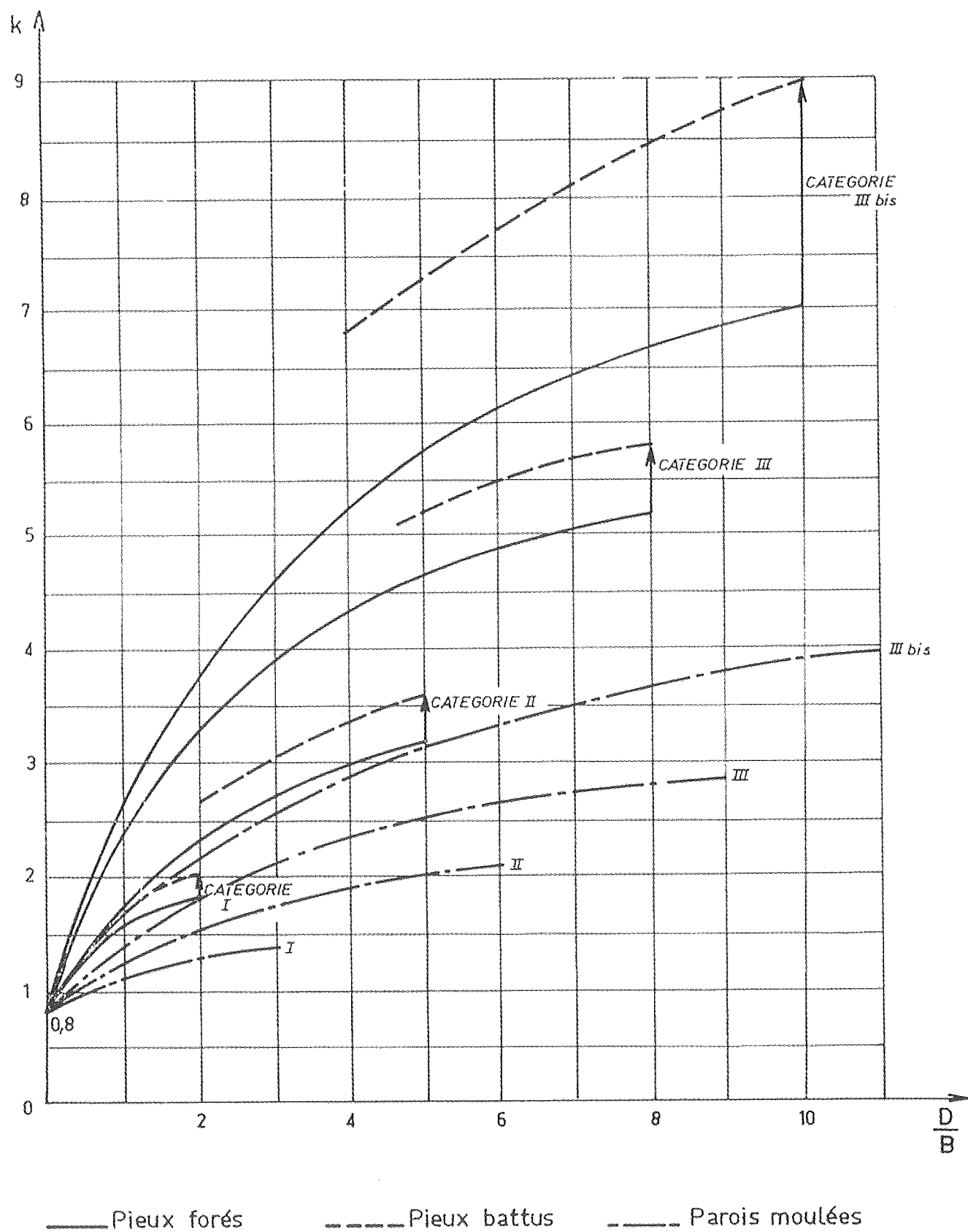


Figure 60. Facteur de portance selon Ménard

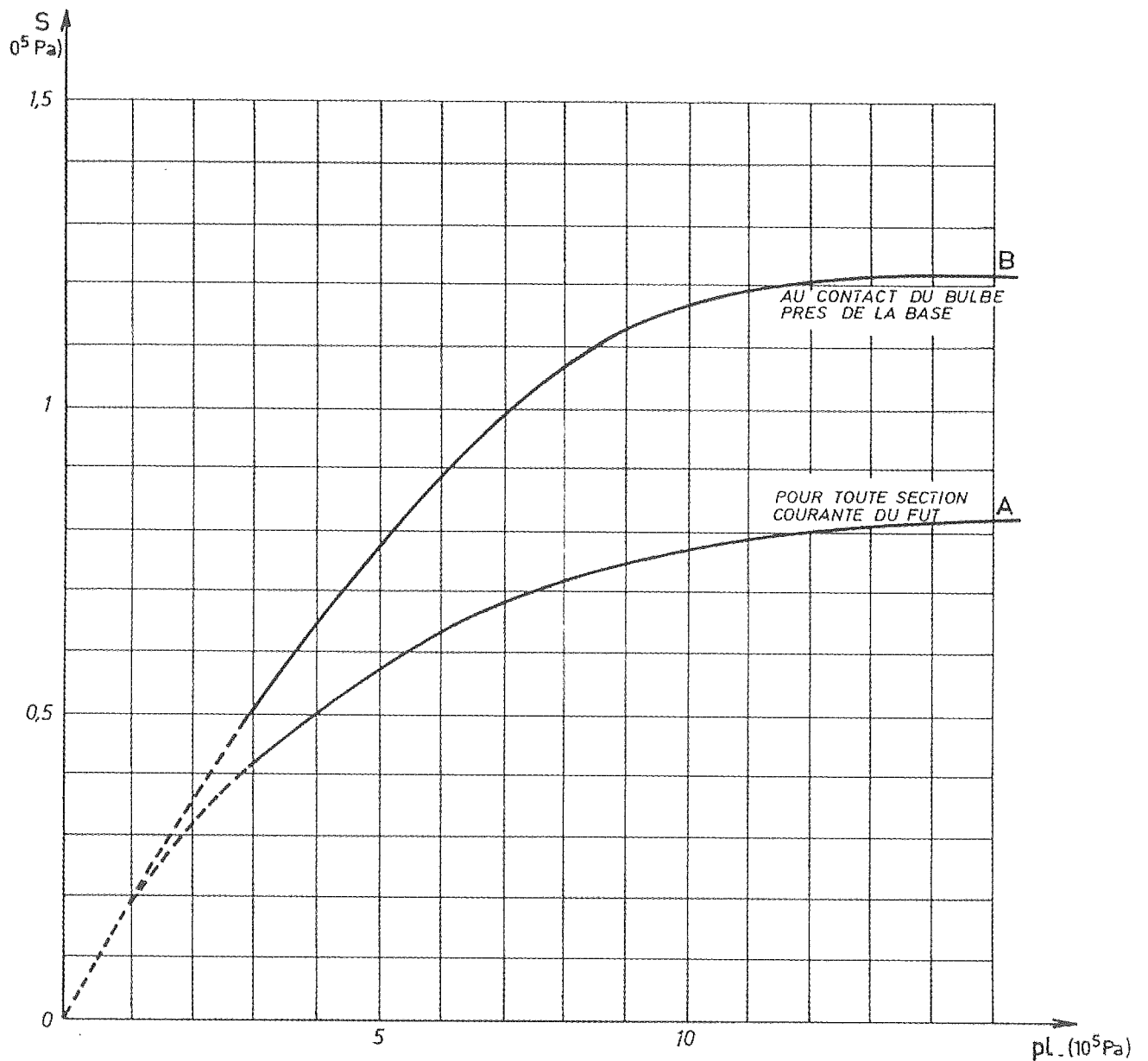


Figure 61. Résistance au frottement latéral d'un pieu en fonction de la pression limite

Cambefort admettait que ces relations étaient linéaires, c'est à dire que les courbes contraintes déformations ne passaient pas par l'origine, mais il ne donnait aucune expression de ces relations susceptibles de permettre l'évaluation du tassement à partir des caractéristiques mécaniques des sols. On a alors cherché à rattacher ces relations au module pressiométrique moyennant une simplification qui ne devait pas altérer beaucoup les résultats. Cette simplification consistait simplement à admettre que les courbes représentatives de ces lois étaient des droites passant par l'origine et limitées par un palier plastique correspondant à la contrainte de rupture, ce qui revenait à attribuer au sol un comportement élastoplastique défini par :

. pointe : $\sigma_p = K_q y \leq (\sigma_p)_u$

. frottement : $\tau = K_\tau y \leq \tau_u$

$(\sigma_p)_u$ et τ_u étant les valeurs ultimes à la rupture.

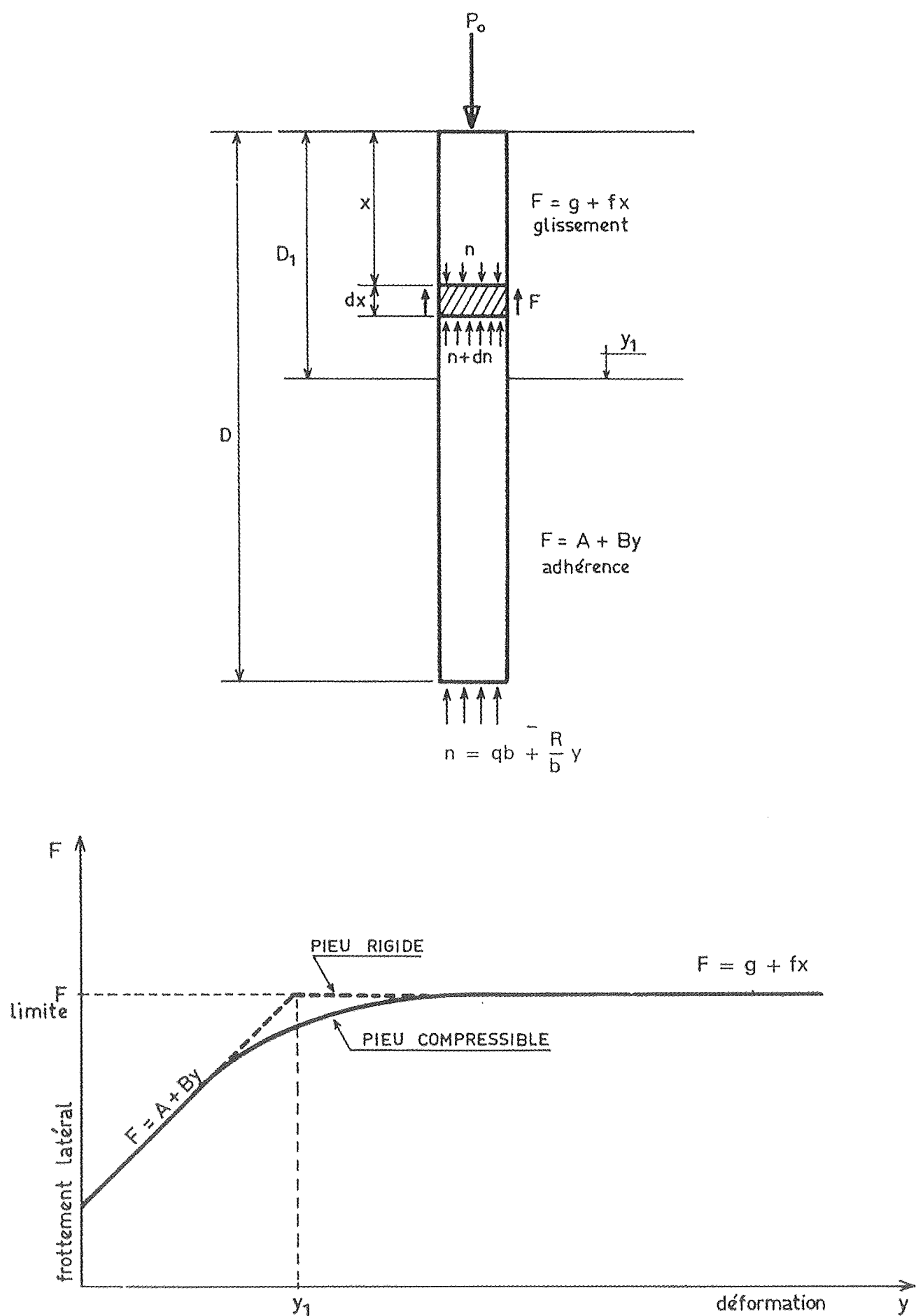


Figure 62. Hypothèses de Cambeport (1964)

On a proposé les expressions suivantes pour les coefficients K_q et K_τ (Cassan, 1966) :

$$K_q = \frac{4,5E_M}{B}$$

$$K_\tau = \frac{0,375E_M}{B_0}$$

avec $B_0 \neq 0,90$ m pour des pieux forés tels que : $0,4 \leq B \leq 1,20$ m ;

$B_0 \neq 0,30$ m pour des pieux battus de même diamètre.

Ultérieurement, l'expression de K_τ a été modifiée (Cassan, 1978) :

$$K_\tau = \frac{E_M}{B\varphi\left(\frac{2D}{B}\right)}$$

avec $\varphi\left(\frac{2D}{B}\right) = 0,67 \ln\left(\frac{2D}{B}\right) + 0,95$; une expression sans dimension où D est la fiche du pieu ; B , le diamètre du pieu et Q_0 , la force appliquée en tête

L'expression du tassement est alors en milieu homogène :

$$w = \frac{4Q_0}{\pi B} \frac{1 + \frac{4,5E_M}{aBE_p} \tanh(aD)}{4,5E_M + aBE_p \tanh(aD)}$$

où $a = \sqrt{\frac{4K_\tau}{BE_p}}$ et E_p désigne le module d'élasticité du pieu.

Lorsque le produit ($a \times D$) est petit ($< 0,8$ environ), on a :

$$w = \frac{4Q_0}{\pi B} \cdot \frac{1 + 4,5 \frac{E_M}{E_p} \cdot \frac{D}{B}}{4,5E_M + 4K_\tau D}$$

De ces relations théoriques, a été déduite une formule semi-empirique traduisant l'évolution, en fonction de l'élancement $\frac{D}{B}$, du rapport $\frac{Q_p}{Q_0}$ entre l'effort en pointe Q_p et l'effort en tête Q_0 , tant que le palier de mobilisation du frottement latéral limite n'est atteint en aucun point du pieu. Cette relation est :

$$\frac{Q_p}{Q_0} = \frac{1}{1 + \varpi \frac{D}{B}}$$

où $\varpi = 0,2$ pour des pieux forés à la boue et $\varpi = 0,5$ pour les pieux forés à parois très rugueuses (Figure 63).

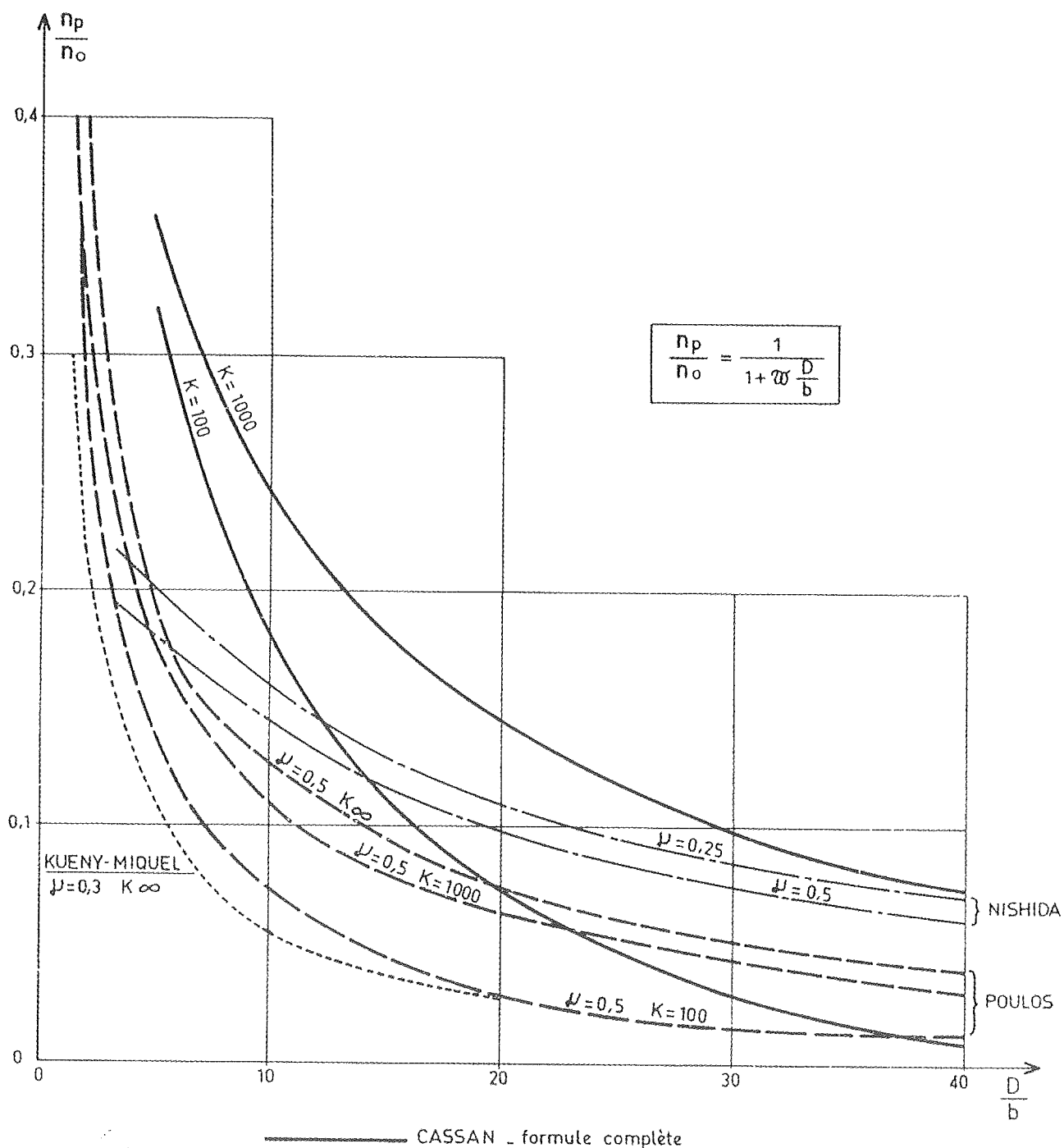


Figure 63. Rapport entre l'effort de pointe et l'effort total (formule simplifiée)

Plus tard, Frank et Zhao (1982) ont précisé les valeurs de K_τ et K_q en donnant les expressions suivantes valables surtout pour des pieux forés :

- sols fins :

$$K_\tau = \frac{2E_M}{B} \quad \text{et} \quad K_q = \frac{11E_M}{B}$$

- sols granulaires :

$$K_\tau = \frac{0,8E_M}{B} \quad \text{et} \quad K_q = \frac{4,8E_M}{B}$$

Les méthodes évoquées précédemment ont été utilisées efficacement :

- pour les études et travaux du secteur public (Etat ou Régions) jusqu'au 1^{er} Septembre 1993, date d'entrée en application du fascicule 62 – Titre V, « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de génie civil » du Cahier des Charges Techniques Générales du Ministère de l'Equipement, du Logement et des Transports ;
- pour les travaux et études du secteur privé, c'est à dire essentiellement pour les travaux de bâtiment, jusqu'en Septembre 1992 date d'entrée en application des normes AFNOR NFP.11.212 et 11.711.

Actuellement, les travaux du secteur public sont régis par le fascicule 62 et les travaux de bâtiment du secteur privé par les normes AFNOR.

5. Règles françaises actuelles pour les fondations : Fascicule 62 Titre V CCTG (1993)

D'une façon générale, ce document reprend et officialise les méthodes mises au point par Louis Ménard, et figurant dans sa brochure D.60 déjà évoquée, en les adaptant aux résultats des recherches et expérimentations en vraie grandeur réalisées par le LCPC ainsi qu'à l'évaluation probabiliste des actions auxquelles sont soumis les ouvrages.

5.1. Fondations superficielles

5.1.1. Contrainte de rupture q'_u

Son expression est tout à fait identique à celle de Ménard :

$$q'_u - q'_0 = k_p (p_{LM}^*)_e$$

où les paramètres ont rigoureusement la même définition, mais les évaluations de la pression limite équivalente $(p_{LM}^*)_e$ et de k_p sont légèrement différentes.

Le facteur de portance, en particulier, a été réévalué à partir des recherches de Y. Canépa et D. Depresles du LREP qui ont réalisé, sur divers sites, 118 essais de chargement de fondations superficielles en grandeur réelle ce qui constitue une expérimentation remarquable et rare (Canépa et Depresles, 1990a et 1990b). La nouvelle expression de ce facteur de portance est la suivante :

$$k_p = a \left[1 + b \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$$

où a et b sont des coefficients fonction de la nature des sols et des pressions limites.

Le fascicule 62 donne un tableau de classification des sols assez voisin de celui de Ménard et un tableau des valeurs de k_p .

5.1.2. Evaluation des tassements

La réglementation reprend très exactement la formule de Louis Ménard sous la forme suivante :

$$s_f = s_c + s_d$$

$$\text{avec : } s_c = \frac{\alpha}{9E_c} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_c B \quad \text{et} \quad s_d = \frac{2}{9E_d} (q' - \sigma'_{v0}) B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha.$$

E_c est le module pressiométrique du domaine sphérique, c'est à dire sur une profondeur sous la fondation égale à $B / 2$.

E_d est le module pressiométrique du domaine déviatorique divisé en 16 tranches d'épaisseur $B/2$ et qui est donné par la relation :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_c} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5E_{6,8}} + \frac{1}{2,5E_{9,16}}$$

où $E_{i,j}$ est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les tranches i à j (Figure 64).

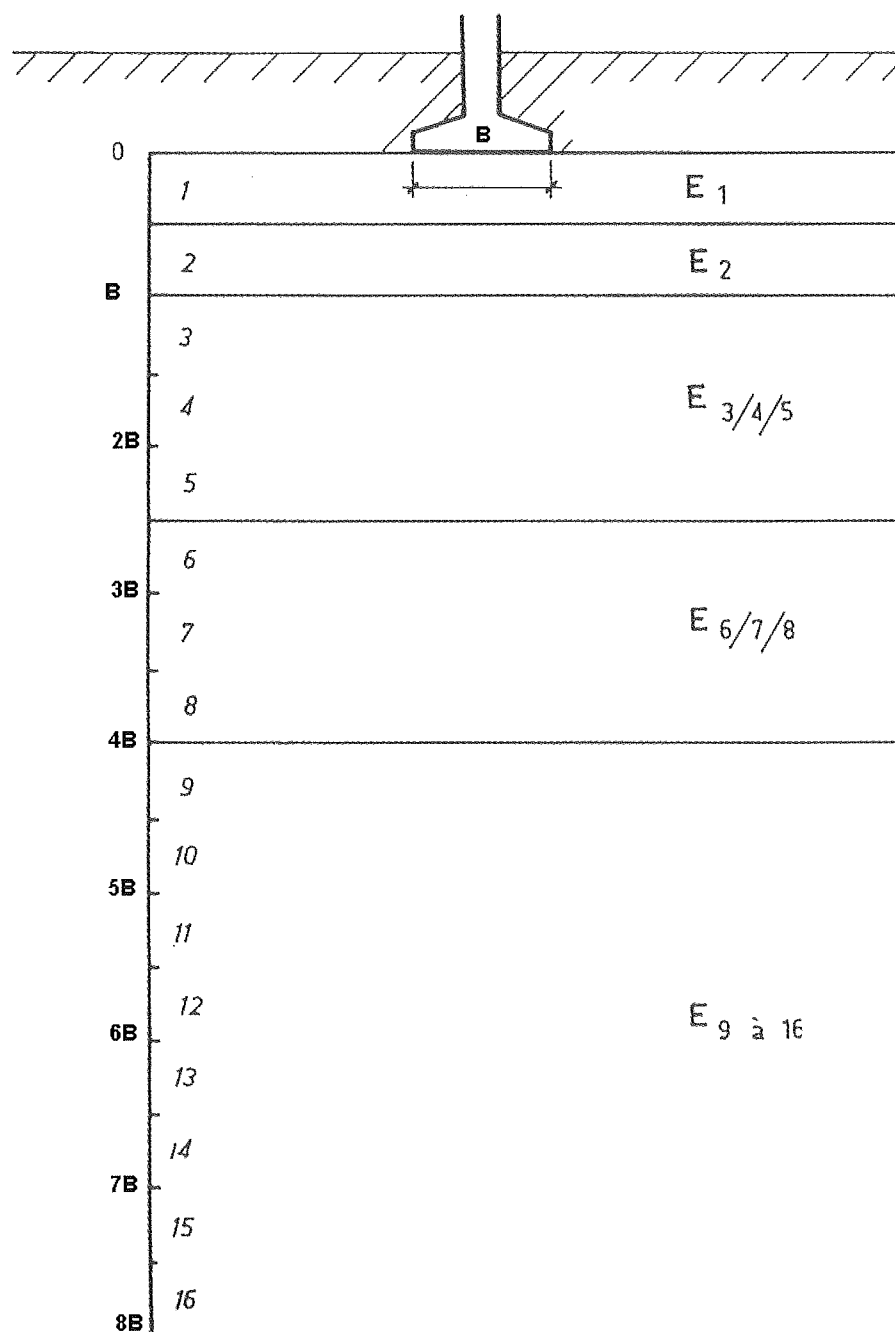


Figure 64. Schématisation du sol pour intégration numérique des modules

En terrain homogène $E_c = E_d = E_M$, la valeur de E_M peut résulter dans ce cas d'une détermination statistique ou probabiliste à partir de l'ensemble des mesures.

Les autres paramètres ont la signification suivante :

q' = contrainte effective moyenne appliquée au sol par la fondation ;

σ'_{v0} = contrainte verticale effective calculée dans la configuration avant travaux au niveau de la fondation ;

B_0 = largeur de référence = 0,60 m ;

B = largeur de la fondation ;

α = coefficient rhéologique ou de structure dépendant de la nature du sol ;
 λ_c et λ_d = coefficients de forme de la semelle respectivement dans les domaines sphérique et déviatorique, et fonction du rapport L / B .

Les valeurs de α , λ_c et λ_d sont données dans ce document réglementaire et sont égales ou éventuellement très voisines de celles données par Louis Ménard.

5.2. Fondations profondes

Les expressions du facteur de portance k_p de la pointe d'un pieu et du frottement latéral s en fonction de la pression limite ont été, elles-aussi réévaluées en s'appuyant sur un ensemble de données, peut-être le plus remarquable rassemblé en Europe.

Cet ensemble résulte de l'action du LCPC et plus particulièrement des travaux de Michel Bustamante et de L. Gianceselli qui ont animé cette action. C'est ainsi qu'à ce jour 540 essais de chargement de pieux ont été réalisés sur 180 sites en France et dans le monde. Sur ces 180 sites, 130 ont fait l'objet d'essais pressiométriques préalables.

Sur les 540 pieux ayant fait l'objet d'essais de chargement, 356 étaient instrumentés (extensomètres, capteurs de pression et de déplacement, etc.) et 74 ont été essayés en traction jusqu'à l'arrachement.

Les diamètres des pieux ainsi testés étaient compris entre 0,25 m (micropieux) et 2,50 m. Leur fiche était comprise entre 10 m et 82 m et leur charge d'essai variait de 0,5 MN (50 tonnes) à 20 MN (200 tonnes).

Les résultats obtenus ont été soigneusement analysés par M. Bustamante et L. Gianceselli qui ont pu ainsi ajuster les valeurs des facteurs de portance et celles du frottement latéral limite.

Certes, en toute rigueur le nombre d'essais qui a permis de procéder à ces ajustements au début des années 90 n'était pas de 540, chiffre qui correspond au début de l'année 2005, mais il était déjà supérieur à 350. Les essais réalisés depuis la mise en service du fascicule 62 (1993) sont utilisés pour contrôler et éventuellement prévoir une rectification de ce document. Or, jusqu'à présent, tous les résultats acquis depuis cette date n'ont fait que confirmer les prescriptions initiales. Pour l'heure, l'action du LCPC dans ce domaine se poursuit.

5.2.1. Contrainte de rupture sous la pointe

$$q_u = k_p (p_{LM}^*)_e$$

Le facteur de portance k_p est donné dans un tableau, en fonction des catégories de sol, mais ses valeurs réévaluées restent très voisines de celles avancées par Louis Ménard.

La pression limite nette équivalente est donnée par l'expression :

$$(p_{LM}^*)_e = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_{LM}^*(z) dz$$

avec $b = \min(a, h)$

$$a = \frac{B}{2} \quad \text{si } B > 1 \text{ m}$$

$$a = 0,50 \quad \text{si } B < 1 \text{ m.}$$

h est la longueur de l'élément de fondation contenu dans la couche porteuse et D , la fiche totale de la fondation dans le sol.

5.2.2. Frottement latéral limite

Le frottement latéral limite est donné en fonction de la pression limite nette par un abaque contenant sept courbes numérotées de $n = 1$ à $n = 7$ (Figure 65).

Le choix de la courbe à utiliser, c'est à dire le choix de la valeur de n , est fixé par le tableau XI ci-après, en fonction de la méthode de réalisation du pieu.

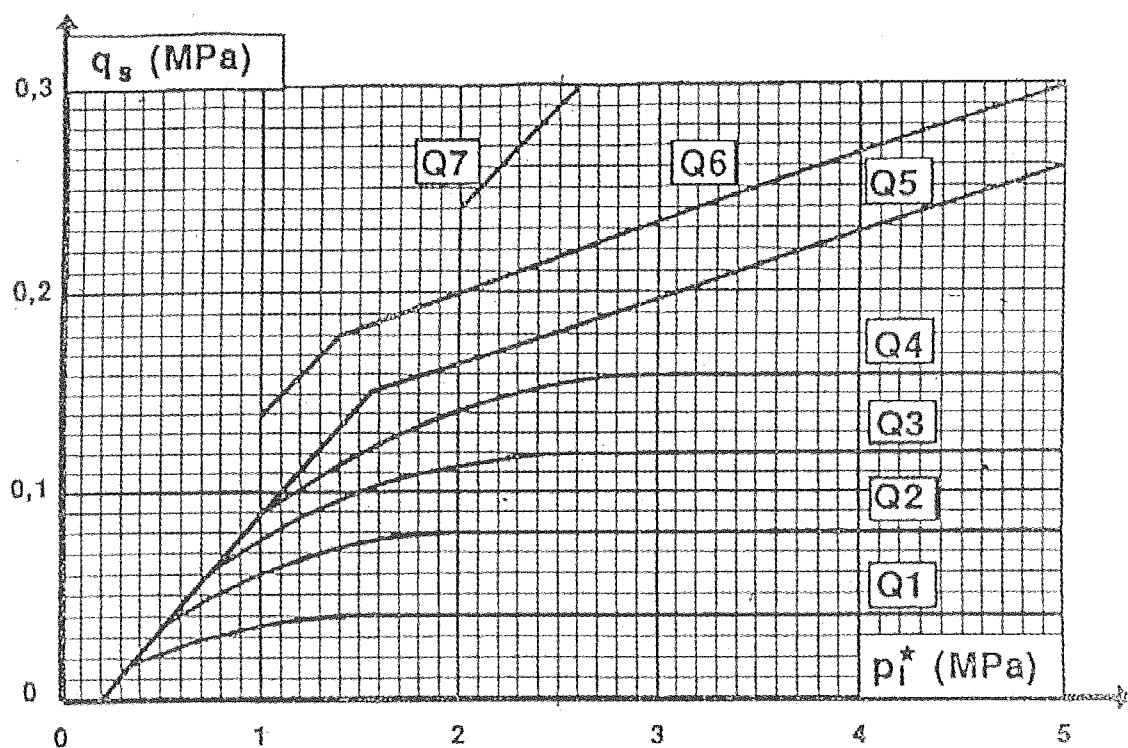


Figure 65. Frottement latéral limite le long du fut d'un pieu (M. Bustamante)

Tableau XI. Choix des courbes de frottement latéral limite

	Argiles-limons			sables-graves			craies			marnes		roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q ₁	Q ₁ ,Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ Q ₃ ⁽¹⁾	-			Q ₁	Q ₃	Q ₄ Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré boue	Q ₁	Q ₁ ,Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₂ Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₃	Q ₄ Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₂ Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃ Q ₄ ⁽³⁾	Q ₃	Q ₄	-
Foré tubé (tube perdu)	Q ₁			Q ₁		Q ₂	(4)			Q ₂	Q ₃	-
Puits	Q ₁	Q ₂	Q ₃	-			Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	Q ₆
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃			(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄	-
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃		Q ₄	(4)			Q ₅	Q ₄	-
Injecté base pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅		-
Injecté haute pression	-	Q ₄	Q ₅	Q ₅		Q ₆	-	Q ₅	Q ₆	Q ₆		Q ₇ ⁽⁷⁾

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.

(2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).

(3) Forage à sec, tube non louvoyé.

(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

(5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).

(6) Injection sélective et répétitive à faible débit.

(7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités (***, **).

Les expressions analytiques des courbes de la figure 65 sont les suivantes, l'unité étant le MPa.

$n = 1 \text{ à } 4$

$$q_s = 0,04 n \frac{p_{LM}}{1+0,5n} \left[2 - \frac{p_{LM}}{1+0,5n} \right] \quad \text{pour} \quad \frac{p_{LM}}{1+0,5n} \leq 1$$

$$q_s = 0,04 n \frac{p_{LM}}{1+0,5} \quad \text{pour} \quad \frac{p_{LM}}{1+0,5n} > 1$$

$n = 5 \text{ à } 7$

$$\text{Courbe Q5 : } q_s = \min \left(\frac{p_{LM} - 0,2}{9}, \frac{p_{LM} + 3,3}{32} \right) \quad \text{pour} \quad p_{LM} \geq 0,2 \text{ MPa}$$

$$\text{Courbe Q6 : } q_s = \min \left(\frac{p_{LM} + 0,4}{10}, \frac{p_{LM} + 4,0}{30} \right) \quad \text{pour} \quad p_{LM} \geq 1 \text{ MPa}$$

$$\text{Courbe Q7 : } q_s = \frac{p_{LM} + 0,4}{10} \quad \text{pour} \quad p_{LM} \geq 2,5 \text{ MPa}$$

5.2.3. Charge limite d'un pieu

L'effort limite en pointe est donné par l'expression :

$$Q_{pu} = A q_u$$

où A est la section de la pointe.

L'effort limite mobilisable par frottement vaut :

$$Q_{su} = P \int_0^h q_s(z) dz$$

où P est le périmètre du pieu et h, la hauteur de pieu concernée par le frottement latéral.

L'effort limite total vaut ensuite :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

5.2.4. Charge de fluage

Pour les pieux forés, la charge de fluage est définie par :

$$Q_c = 0,5 Q_{pu} + 0,7 Q_{su}$$

Pour les pieux battus, l'expression à considérer est :

$$Q_c = 0,7 Q_{pu} + 0,7 Q_{su} = 0,7 Q_u$$

La justification de la stabilité d'un pieu se vérifie :

- par rapport à Q_u pour les états limites ultimes sous les combinaisons fondamentales et accidentelles ;
- par rapport à Q_c pour les états limites de service.

5.2.5. Evaluation des tassements

Le fascicule 62 a officialisé les lois de mobilisation du frottement latéral et du terme de pointe en fonction du tassement, ainsi que les valeurs des paramètres qui les caractérisent. Ces lois et ces paramètres, évoqués précédemment, résultent des travaux de Frank et Zhao. Les valeurs des paramètres K_r et K_q sont celles figurant à la fin du § 4.1 (Frank et Zhao, 1982).

Il existe, en France, un logiciel de calcul de tassement de pieux soumis à des charges verticales (programme PIVER) élaboré par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, qui permet d'évaluer le tassement d'un pieu en terrain hétérogène.

6. Norme AFNOR NF P.11.711 pour les fondations superficielles

Cette norme reprend à peu près intégralement le document D.T.U. 13.12 (Mars 1988) intitulé « *Règles pour le calcul des fondations superficielles* ». Elle ne s'applique qu'aux semelles superficielles des constructions du secteur privé, c'est à dire essentiellement à celles des bâtiments, et présente quelques différences avec le fascicule 62 réservé aux travaux de l'Etat. Elle définit la contrainte de calcul q , qui doit être égale à la plus petite des deux valeurs $q_u/2$ et celle qui dispense de tenir compte des tassements différentiels dans la structure, et donne les méthodes d'évaluation de q_u à partir des différents essais géotechniques in situ. On n'examinera évidemment ici que le cas du pressiomètre.

6.1. Évaluation de la contrainte ultime q_u

L'expression est toujours celle de Ménard :

$$q_u = k_p (p_{LM}^*)_e + \gamma D$$

où D est la profondeur de la semelle, après achèvement de la construction ; γ , le poids volumique des terres et $(p_{LM}^*)_e$ la pression limite équivalente, qui est égale à la moyenne des pressions limites nettes mesurées sur une profondeur de $1,5 B$ au dessous de la semelle.

Les facteurs de portance k_p , pour une semelle carrée et une semelle infiniment longue, sont donnés par un abaque en fonction des trois catégories de sol définies par Ménard et de l'encastrement relatif D / B . Pour une semelle rectangulaire, on interpole linéairement la valeur de k_p entre celles des deux semelles de l'abaque.

6.2. Évaluation des tassements

Les tassements sont évalués selon la même méthode et en fonction des mêmes valeurs de paramètre que dans le fascicule 62 – Titre V.

7. Norme AFNOR NF P.11.212 pour les fondations profondes

Il s'agit d'une norme expérimentale mise en service en septembre 1992 et qui remplace le D.T.U. 13.2. Elle s'applique aux fondations profondes du secteur privé, c'est à dire des bâtiments.

Plus simple d'utilisation que le fascicule 62, elle précise les méthodes de dimensionnement des fondations profondes sous charges axiales à partir des essais de laboratoire et des essais in situ, mais dans ces derniers elle introduit le pressiomètre autoforeur ce que ne fait pas le fascicule 62.

7.1. Pressiomètre Ménard

Le terme de pointe à la rupture est toujours donné, avec les notations du document, par la relation :

q_p - q_0 = k (p_{le} - p_0)

La pression limite équivalente, exprimée ici en contrainte totale est la moyenne géométrique des valeurs mesurées à un mètre au dessus de la pointe du pieu, au niveau de cette pointe et un mètre au dessous. La norme stipule que « les paramètres p_0 et q_0 sont des pressions horizontales et verticales totales des terres au niveau considéré, termes qui peuvent le plus souvent être négligés ».

Nous ne sommes pas d'accord sur ce dernier point et estimons que p_0 et q_0 ne sont pas négligeables et qu'il faut raisonner en pression limite nette.

Le facteur de portance k est donné par un abaque en fonction de la profondeur relative équivalente H_e / R où R = B / 2 et des catégories de sols. L'abaque de k et le tableau des catégories de sol sont très voisins de ceux de Ménard et résultent des travaux de Bustamante et Gianceselli.

Le frottement latéral limite unitaire q_s est donné, en fonction de la pression limite, par le même abaque à sept courbes et le même tableau que ceux du fascicule 62 (Figure 65).

La force portante du pieu est établie en multipliant les valeurs limites de la résistance de pointe et du frottement latéral par les coefficients suivants (Tableau XII).

Contrairement au fascicule 62, cette norme reste muette quant au tassement vertical d'un pieu isolé.

Tableau XII. Coefficient de multiplication pour les valeurs limites

	Etats limites	
	de service	ultimes
Pointe	0,33	0,5
Frottement	0,5	0,75

7.2. Pressiomètre autoforeur

La courbe effort-déformation obtenue dans l'essai au pressiomètre autoforeur (Figure 66) permet d'évaluer des caractéristiques de contraintes et de déformation utilisables dans le calcul des fondations. On détermine pour chaque essai un coefficient d'identification :

β = (P_{20} - P_5) / (P_{20} - P_0)

où p_i est la pression correspondant à i % de déformation (i = ΔV / V_0 %).

Une classification des sols en fonction de leur nature lithologique et du coefficient β, et comportant cinq catégories, figure dans cette norme.

Le terme de pointe est donné par la relation :

q_l - q_0 = Ψ (p_{20} - p_0)

Le coefficient de portance Ψ est fonction de β et de l'encastrement relatif, mais aucun tableau numérique permettant d'évaluer Ψ n'est donné dans la norme, ce qui est évidemment une grande lacune.

Pour le frottement latéral, la norme renvoie au pressiomètre Ménard en prenant comme pression limite :

$$p_l = p_{20} \left(\frac{5}{3} \beta + 0,5 \right)$$

Cette méthode d'interprétation résulte des travaux de Baguelin et Jézéquel (1973).

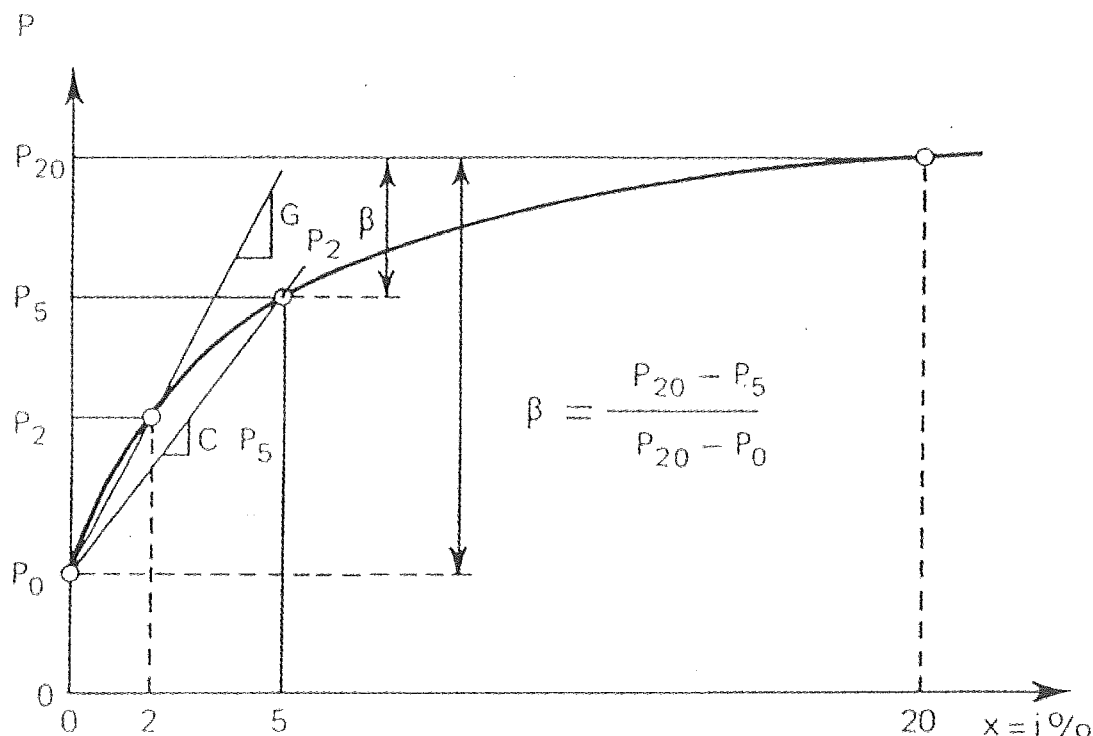


Figure 66. Courbe effort-déformation obtenue dans l'essai au pressiomètre autoforeur

8. Autres applications de l'essai pressiométrique

8.1. Étude spécifique des radiers de grande dimension

Contrairement à de simples semelles, les radiers de grandes dimensions ne peuvent être considérés comme rigides. Or, les formules de tassement basées sur les résultats des essais pressiométriques permettent de définir le module de réaction vertical k_v au sens de Winckler :

$$\sigma = k_v y$$

où y est la déformation verticale du radier et σ la réaction qu'oppose le sol à cette déformation, mais ce module k_v correspond à un radier infiniment souple puisqu'alors la réaction du sol est égale à la pression exercée par ce radier sur le sol. C'est ce qui se passe sous un remblai.

La formule de tassement de Ménard, reprise dans le fascicule 62, ne permet donc de calculer que le module de réaction d'un radier souple soit :

$$\frac{1}{k_{v0}} = \frac{\alpha B}{9E_c} \lambda_c + \frac{2B_0}{9E_d} \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

Il a donc été établi des logiciels, l'un à deux dimensions, l'autre à trois dimensions qui, partant de la valeur k_{v0} , effectuent un calcul itératif qui consiste à intégrer par différences finies l'équation différentielle de Lagrange en prenant comme module de réaction, à chaque itération,

le rapport entre la réaction du sol obtenue dans l'itération précédente et le tassement du radier souple correspondant. À la convergence, on obtient ainsi, en tout point du radier et en fonction de sa rigidité, le tassement égal à la déformation du radier, la réaction du sol et le module de réaction correspondant. Il s'agit des logiciels RABI et RATRI de Fondasol, qui ont été élaborés pour évaluer, à la demande d'Electricité de France, les modules de réaction des grands radiers de la Centrale Electro-Nucléaire de Civaux (Cassan et al., 1991).

Mais il existe, bien évidemment des logiciels aux éléments finis qui permettent de résoudre le problème en trois dimensions comme le logiciel CESAR-LCPC du LCPC.

8.2. Structures enterrées soumises à des efforts horizontaux et à des moments de flexion

Dès 1962, Louis Ménard avait étudié le cas de fondations très rigides descendues au dessous de leur profondeur critique et soumises en tête à des efforts de renversement. Il avait également examiné le cas de fondations souples, c'est à dire de pieux (Ménard, 1962), mais dans ce dernier cas, il mettait en doute la représentativité des calculs théoriques basés sur l'équation différentielle bien connue :

$$\frac{EI}{B} \frac{d^4 y}{dx^4} + ky = 0$$

En 1964, il présentait avec G. Bourdon et A. Houy (Ménard et al., 1964) une étude de rideau utilisant un module de réaction horizontal évalué à partir de sa formule de tassement :

$$\frac{1}{k_H} = \frac{1}{E_M} \left[\frac{\alpha R}{2} + 13(0,09R)^\alpha \right]$$

où R désigne la fiche d'encastrement du rideau.

Enfin en 1969, dans « une notice spéciale n° 2 » D/62/69 annexée à la D/60/67, il officialisait le calcul analytique de pieux de grand élancement soumis à des efforts horizontaux, qu'il n'avait pas traité en 1962. Ce calcul fait apparaître la longueur de transfert :

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_h B}}$$

où B est le diamètre du pieu et k_h est donné par la relation :

$$\frac{1}{k_h} = \frac{\alpha B}{6E_M} + \frac{1+\nu}{6E_M} B_0 \left(2,65 \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

Le calcul montre que, lorsque la fiche du pieu est supérieure à $3 l_0$, les contraintes et les déplacements au dessous de cette profondeur sont négligeables. Le pieu peut être alors considéré comme souple. En revanche, pour une fiche inférieure à l_0 , le pieu doit être considéré comme rigide (Ménard, 1962).

Actuellement, le fascicule 62 – Titre V, définit le module de réaction horizontal et la loi d'interaction pour une structure enterrée comme suit :

$$\begin{aligned} \text{- sollicitation de courte durée d'application : } K_f &= \frac{12E_M}{\frac{4}{3} \frac{B_0}{B} \left(2,65 \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \alpha} && \text{pour } B \geq B_0 \\ K_f &= \frac{12E_M}{\frac{4}{3} \frac{B_0}{B} (2,65)^\alpha + \alpha} && \text{pour } B \leq B_0 \end{aligned}$$

- sollicitation de longue durée d'application : il suffit de diviser par 2 les valeurs précédentes, ce qui conduit d'ailleurs rigoureusement à la formule initiale de Ménard donnée précédemment.

Dans les deux cas, la réaction horizontale est bornée par la pression de fluage.

Cette approche est valable au dessous de la profondeur critique D_c que l'on prend égale à :

- pour les argiles : $D_c = 2 B$;
- pour les sables : $D_c = 4 B$.

À la profondeur $z < D_c$, on admet :

$$K_f(z) = \frac{K_f}{2} \left(1 + \frac{z}{D_c} \right)$$

On peut ainsi étudier le comportement :

- des massifs de fondation soumis à des efforts de renversement par la méthode du centre élastique (Cassan, 1978) ;
- des pieux soumis à des efforts horizontaux en tête (programme PILATE du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées).

Dans le cas des écrans et rideaux enterrés, le problème est plus complexe car il faut faire intervenir différents modules de chargement et de déchargement en fonction des phases de terrassement en aval des rideaux. Ces évaluations se font conformément à une note d'information technique du LCPC sous la signature de Jean Balay (Balay, 1985).

Dans cette note, les différents modules de réaction sont calculés par la relation de Ménard :

$$\frac{1}{k_h} = \frac{1}{E_M} \left[\frac{\alpha_a}{2} + 0,133(9a)^\alpha \right]$$

où a est une dimension qui, pour chaque phase de terrassement, est fonction de la hauteur libre H_L et de la fiche D à l'aval (Figures 67 et 68) et E_M est le module pressiométrique équivalent ou moyen relatif aux différentes valeurs de a .

Cette méthode est utilisée dans le logiciel DNEBOLA du LCPC.

8.3. Ancrages

Les ancrages, qui sont des inclusions passives, sont utilisés dans la stabilisation des talus par clouage.

Les méthodes de dimensionnement de talus cloués font l'objet de la norme AFNOR XP.P.94.240 (Août 1998). Elles nécessitent :

- l'évaluation de la contrainte de frottement latéral limite sol/clou à l'aide d'abaques établies par M. Bustamante, en fonction de la pression limite pressiométrique, de la nature du sol et de la technologie de mise en place des clous (Annexe C – informative) ;
- la prise en compte des efforts de cisaillement dans les clous à leur intersection avec la courbe potentielle de rupture du talus, les clous se comportant alors comme des pieux soumis en tête à des efforts tranchants et à des moments fléchissants (annexe F – informative).

L'une des données de ce calcul est la longueur de transfert du clou :

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_h B}}$$

où EI est le produit d'inertie du clou, B son diamètre et k_h le module de réaction horizontal évalué à partir de E_M et de α par la formule de Ménard ou celle du fascicule 62.

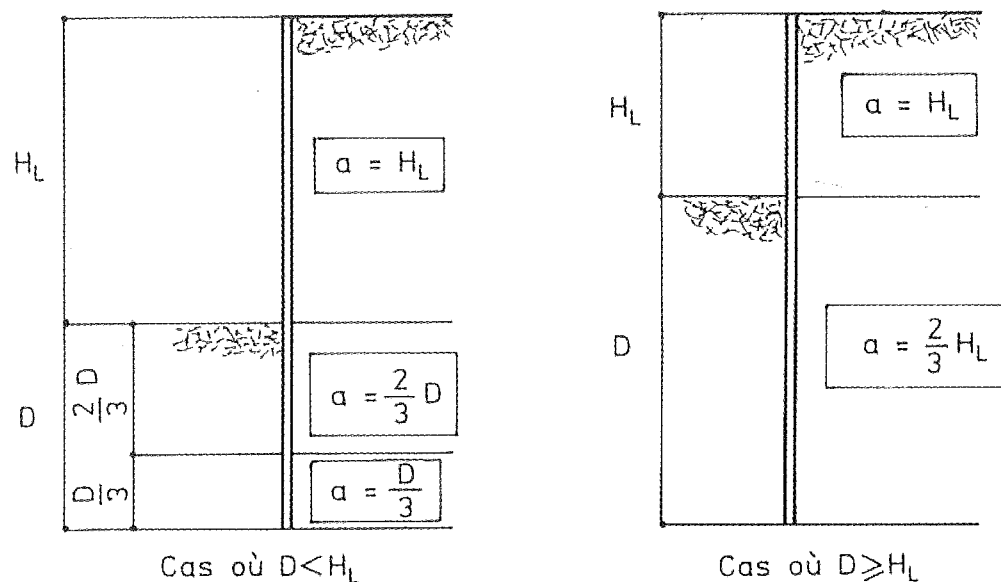


Figure 67. Choix du paramètre a et calcul de k_h hors phase de mise en tension de tirant

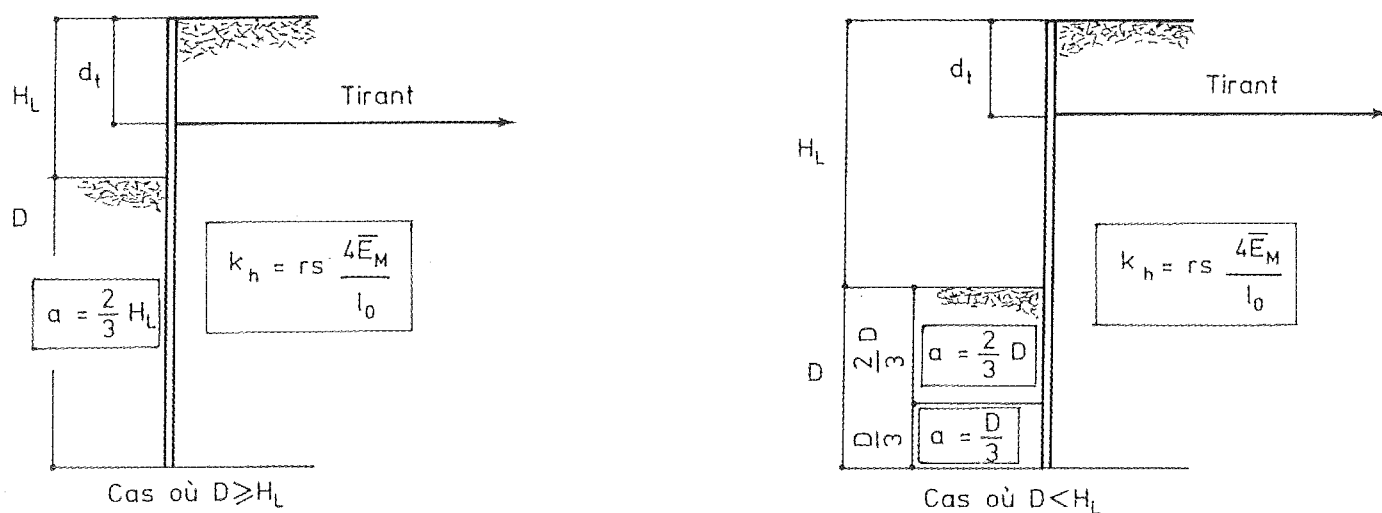


Figure 68. Calcul du module de réaction k_h . Cas de la mise en tension d'un tirant précontraint

8.4. Tirants

Ce sont des inclusions actives dont le dimensionnement est effectué en France, essentiellement à partir d'essais pressiométriques, conformément aux « Recommandations T.A. 95 ».

Ce dimensionnement consiste à déterminer la longueur d'ancrage L_s correspondant à un effort de traction limite donné T_L :

$$T_L = \pi D_s L_s q_s$$

Le diamètre D_s est évalué à partir du diamètre D du forage par la relation :

$$D_s = \alpha D$$

où α est donné en fonction de la nature du sol et de la technologie d'injection par un tableau établi par M. Bustamante. La contrainte limite de frottement q_s est donnée en fonction de la pression limite pressiométrique par des abaques établis également par M. Bustamante.

9. Recherches théoriques relatives à l'interprétation de l'essai pressiométrique réalisées en France

Malgré les directives officielles, (normalisation de l'essai, réglementations diverses concernant l'utilisation des résultats), qui, il faut bien le reconnaître, sont loin de stimuler l'esprit d'innovation, les recherches théoriques sur l'interprétation des essais pressiométriques et leurs applications n'ont cessé de se poursuivre tant dans les universités ou dans certaines écoles d'ingénieurs, que dans les entreprises ou bureaux d'études spécialisés.

On distinguera donc, d'une part, les thèses universitaires et, d'autre part, les recherches des organismes professionnels.

9.1. Thèses universitaires

Le lecteur trouvera ci-après la liste des thèses universitaires réalisées pendant les trois dernières décennies.

1971 – Zanghellini F. : Expansion des cavités sphériques dans les sols. Application à la résistance en pointe des pieux. Thèse Doctorat 3^{ème} cycle. Faculté des Sciences de Paris.

1972 – Annaki M. : Etude de la préconsolidation par des mesures pressiométriques. Thèse de Doctorat Université Joseph Fourier – Grenoble.

1974 – Frank R. : Etude théorique du comportement des pieux sous charge verticale. Introduction de la dilatance dans la résolution analytique de l'expansion cylindrique. Thèse de Doctorat Université Pierre et Marie Curie – Paris.

1978 – Renoud-Lias B. : Etude du pressiomètre en milieu pulvérulent. Thèse de Doctorat. Université Joseph Fourier – Grenoble.

1983 – Ayebe M. : Etude des fondations soumises au renversement. Application au pressiomètre. Thèse de Doctorat. Université Joseph Fourier – Grenoble.

1985 – Zanier F. : Etude numérique de l'essai pressiométrique. Application aux sols cohérents. Thèse de Doctorat. Ecole Centrale des Arts et Manufactures – Paris.

1988 – Garcia-Ramos L.A. : Contribution au calcul du tassement des fondations superficielles à l'aide de l'essai pressiométrique. Thèse de Doctorat. Ecole Centrale des Arts et Manufactures – Paris.

1990 – Boubanga A. : Identification des paramètres de comportement à partir de l'essai pressiométrique. Ecole Centrale de Lyon.

1991 – Mokrani L. : Simulation physique du comportement des pieux à grande profondeur en chambre de calibration. Thèse de Doctorat. Université Joseph Fourier – Grenoble.

1991 – Soegiri S. : Modélisation de l'essai pressiométrique avec prise en compte de l'interaction fluide-solide. Application à l'identification du comportement du sol. Ecole Centrale de Lyon.

1992 – Bahar R. : Analyse numérique de l'essai pressiométrique. Application à l'identification des paramètres de comportement des sols. Ecole Centrale de Lyon.

1993 – Leidwanger C. : Etude des tassements différés à partir des résultats d'essais au Dilupress longue durée. Thèse de Doctorat. Université Joseph Fourier – Grenoble.

1994 – Kasdi A. : Détermination des paramètres de modèles élasto-plastiques à partir de l'essai pressiométrique. Ecole Centrale de Lille.

1994 – Saïtta A. : Modélisation élastoplastique du comportement mécanique des sols. Application à la liquéfaction des sables et à la sollicitation d'expansion de cavité. Thèse de Doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

1995 – Dupla J.C. : Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sol. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées/ Cermes – Paris.

1996 – Izadi M. : Etude du processus de conception en géotechnique. Un exemple : résolution du problème des fondations superficielles par la méthode pressiométrique. Université Joseph Fourier – Grenoble.

1999 – Zentar R. : Analyse inverse d'essais pressiométriques. Application à l'argile de Saint Herblain. Ecole Centrale de Nantes.

2002 – Rangeard D. : Identification des caractéristiques hydromécaniques d'une argile par analyse inverse d'essais pressiométriques. Ecole Centrale de Nantes.

9.2. Recherches des organismes professionnels et universitaires

Il s'agit dans la plupart des cas de recherches théoriques portant sur l'interprétation des essais et leur application à des problèmes spécifiques, mais également sur la modélisation de sites ayant fait l'objet d'essais pressiométriques. C'est là en effet un problème particulièrement important dans l'étude des projets. Les recherches concernant l'interprétation et l'application pratique des essais pressiométriques sont essentiellement des recherches en laboratoire. Certaines d'entre elles cherchent à évaluer les paramètres classiques des lois de comportement alors que d'autres s'attaquent directement à la résolution de problèmes spécifiques.

On citera d'abord les recherches du centre de Nantes du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, département des études par centrifugeuse animé par J. Garnier qui, avec son équipe, a mis au point un pressiomètre monocellulaire de dimension réduite (diamètre 10 mm et élancement 2) utilisé pour les études de sol en modèle réduit. Il est directement inspiré du pressiomètre Ménard et a été conçu pour fonctionner dans la centrifugeuse. Ce pressiomètre miniaturisé fait appel à tous les raffinements de la haute technologie, tant en ce qui concerne les asservissements des appareils que la saisie automatique des données. Les premiers essais, réalisés et interprétés selon les prescriptions de la norme française NF P 94-110-1, sont extrêmement encourageants puisque les résultats obtenus sont très proches de ceux observés in situ. On retrouve en particulier les corrélations classiques entre le terme de pointe du pénétromètre statique et les caractéristiques pressiométriques publiées dans la littérature. La technologie de l'appareil ainsi que sa procédure d'essai sont présentées en détail dans le Tome 1 des comptes-rendus du symposium (Thorel et al., 2005). Mais la recherche a également porté sur l'interprétation des essais par analyse inverse qui consiste, rappelons-le, à évaluer un paramètre inconnu en comparant les données expérimentales et les résultats d'une modélisation analytique ou numérique fixée à priori. Le modèle adopté est un modèle élastique caractérisé par le module d'élasticité et le coefficient de Poisson et un modèle de plasticité qui est celui de Mohr-Coulomb. Les résultats obtenus ont été satisfaisants et ont fait l'objet d'une communication qui figure dans le Tome I des comptes rendus du présent Symposium (Dano et al., 2005).

On citera également les recherches réalisées à l'Ecole Centrale de Nantes entre 1999 et 2003 par Rangeard D., Hicher P.Y. et Zentar R. et dont la synthèse est présentée dans le Tome I des comptes rendus du présent Symposium (Rangeard et al., 2005).

Ces recherches ont nécessité la mise au point d'un dispositif expérimental qui s'inspire du pressiomètre inversé de Ménard. Il consiste en effet à introduire une mini-sonde pressiométrique au centre d'un échantillon d'argile préalablement foré, et à introduire l'ensemble dans une cellule triaxiale modifiée. Des dispositifs appropriés permettent de mesurer les déformations et les pressions interstitielles en cours d'essai. L'interprétation de l'essai pressiométrique, réalisée par analyse inverse à l'aide du programme CESAR du LCPC et d'un logiciel d'optimisation (SIDOLO), a permis d'évaluer simultanément les paramètres du modèle Cam-Clay modifié :

G : module de cisaillement ;

M : pente de la droite d'état critique ;

p'_{co} : pression de consolidation isotrope ;

mais également le coefficient de perméabilité de l'argile.

Les valeurs ainsi obtenues sont en accord avec celles résultant d'essais triaxiaux classiques.

De son côté, le Laboratoire de l'Université Joseph Fourier de Grenoble a travaillé sur l'évaluation, par analyse inverse, des paramètres d'un modèle de Mohr-Coulomb à partir d'un essai pressiométrique réalisé dans un sable. Cette recherche a consisté à minimiser l'écart entre les résultats de l'essai et sa simulation théorique à l'aide d'un algorithme génétique, qui est une méthode performante pour l'optimisation de fonctions d'erreur. Il s'est avéré que le modèle de Mohr-Coulomb est peu adapté à la simulation d'un essai pressiométrique, même

pour un sable sec, et qu'il était difficile d'identifier simultanément un module de déformation et un angle de frottement à partir d'une seule courbe pressiométrique. Les résultats de ces travaux ont fait l'objet d'une communication dans le présent symposium (Levasseur et al., 2005).

Les recherches du CERMES (centre de recherche commun ENPC et LCPC), conduites par Jean Canou et Jean-Claude Dupla, sont particulièrement intéressantes car elles concernent directement un problème important qui est celui de la liquéfaction des sables. Les résultats de ces recherches ont été présentés, en deux communications figurant dans le Tome I des comptes rendus du présent Symposium. La première concerne l'évaluation du paramètre d'état d'un sable $\Psi = e - e_{ss}$, où e désigne l'indice des vides correspondant à une pression de consolidation donnée et e_{ss} l'indice des vides, pour cette même pression de consolidation, relevé sur la courbe d'état stable du sable qui, en coordonnées semi-logarithmique ($e, \log p'$) est la droite qui sépare le domaine dilatant ($\Psi < 0$) du domaine contractant ($\Psi > 0$).

Ce paramètre d'état a été corrélé avec la grandeur $\frac{P_{LM} - p_o}{p_o}$ où P_{LM} et p_o sont respectivement la pression limite et la pression de consolidation mesurées dans un dispositif de type triaxial qui rappelle celui utilisé par Rangeard et al. à Nantes et qui est visiblement inspiré du pressiomètre inversé de Ménard. Ce paramètre d'état peut ensuite être utilisé pour simuler le comportement élémentaire du matériau dans l'étude de la liquéfaction des sables (Dupla et al., 2005a).

La deuxième communication de ces mêmes chercheurs expose les résultats d'une recherche qui a consisté à évaluer l'accroissement volumique cumulé de la cavité cylindrique sous un essai pressiométrique cyclique comprenant 50 cycles, cette déformation étant normalisée par rapport à la pression de consolidation p'_o , puis à corrélérer cette déformation avec le nombre de cycles nécessaire pour atteindre la liquéfaction dans un essai triaxial cyclique et cela pour un taux de cisaillement donné. Cette corrélation a été effectuée à partir d'un sable de référence (sable d'Hostun) et a été ensuite utilisée sur un autre sable (sable de Fontainebleau). Les résultats ont été concluants mais il faudra poursuivre la validation. Toutefois, la validation in-situ n'a pas été faite et les auteurs privilégient pour cela le pressiomètre autoforeur (Dupla et al., 2005b).

En ce qui concerne la modélisation géotechnique d'un site sur lequel a été réalisé un certain nombre d'essais pressiométriques, J.P. Baud propose un diagramme « spectral » de $\frac{E_M}{p_{LM}^*}$ en fonction de p_{LM}^* en coordonnées bilogarithmiques. Un tel diagramme conduit à préciser les zones qui correspondent à des groupes de valeurs homogènes de $\frac{E_M}{p_{LM}^*}$ et de p_{LM} et permet d'évaluer, de façon plus sûre et plus méthodique, les valeurs du coefficient de structure α qui intervient dans le calcul des tassements.

La méthodologie de cette interprétation « spectrale » est présentée en détail dans le Tome I des comptes rendus du symposium (Baud, 2005).

Par ailleurs, Jean-Pierre Baud et Michel Gambin proposent une méthode de modélisation qui, après classification des essais par un diagramme spectral, permet d'établir pour chaque classe de sol ainsi définie une courbe pressiométrique moyenne, de type hyperbolique, en coordonnées arithmétiques adimensionnelles :

$$\varepsilon = \frac{V - V_1}{V_p} \text{ et } \sigma = \frac{p^*}{p_{LM}^*}$$

où V_1 est le volume moyen initial de la plage de calcul ; V_p , le volume de la sonde et p_{LM}^* , la moyenne géométrique des pressions limites nettes de chaque essai de la classe de sol considéré.

Dans la détermination des quatre paramètres de la loi hyperbolique interviennent la moyenne harmonique des modules pressiométriques mesurées et la moyenne géométrique des

pressions limites. On dispose ainsi d'une seule courbe pressiométrique pour caractériser une même classe de sols :

$$\varepsilon = \varepsilon_o + \frac{\sigma}{E_o} + \frac{R}{kp_{LM}^* - \sigma}$$

Cette expression satisfait à la loi de comportement d'un matériau élastoplastique et s'applique depuis les petites déformations jusqu'à la rupture.

Cette méthode est présentée en détail dans le Tome I des comptes rendus du symposium (Baud et Gambin, 2005).

10. Le pressiomètre et quelques grandes réalisations françaises

Les quelques exemples suivants montrent que, dès le début des années 1970, le pressiomètre et les méthodes innovantes de Louis Ménard, qui ont véritablement révolutionné la géotechnique, ont débordé très largement du domaine des réalisations modestes pour s'attaquer à de grands projets.

10.1. Pont de Brotonne

C'est, sinon le premier, tout au moins l'un des premiers grands ponts à haubans français dont les travaux ont commencé en mai 1974, mais dont les études géotechniques ont été réalisées en 1972 et 1973.

Cet ouvrage, qui franchit la Seine à Caudebec en Caux, comporte :

- une travée centrale de 320 m d'ouverture ;
- deux travées latérales de 143,50 m ;
- un viaduc d'accès rive gauche long de 464,40 m ;
- un viaduc d'accès rive droite long de 116,50 m.

Le tirant d'air de la travée centrale au dessus des P.H.E.N. est de 50 m, et la hauteur des mâts des haubans au dessus du tablier est de 70,50 m.

Géologiquement, le site est constitué d'une couche superficielle d'alluvions fines (limons plus ou moins argileux avec passages tourbeux et argiles plastiques) de 14 à 17 m d'épaisseur dans le lit de la Seine, puis d'un dépôt d'alluvions anciennes graveleuses grossières plus ou moins argileuses d'environ 9 à 12 m d'épaisseur à l'aplomb des piles principales. L'ensemble repose sur un substratum de craie plus ou moins altérée sur des épaisseurs variables.

Les piles des viaducs d'accès sont fondées sur des barrettes fichées dans la craie et chacune des deux piles principales sur un caisson cylindrique.

Ces caissons sont constitués par une paroi moulée de 12,46 m de diamètre arrêtée à la cote – 26,00, c'est à dire à 3 m dans la craie saine, et prolongés par un massif de béton descendu à la cote – 31,00.

L'étude de la stabilité et le tassement de ces caissons sous les efforts verticaux, ainsi que leur stabilité et leurs déplacements sous les efforts horizontaux particulièrement importants, ont été étudiés uniquement au pressiomètre à partir des méthodes utilisées à l'époque et qui n'avaient pas encore atteint leur maturité actuelle. C'est en particulier la première fois que le pressiomètre était utilisé dans l'étude de l'équilibre de caissons de cette dimension sous des efforts de renversement.

Pour l'ensemble de l'ouvrage, 370 essais pressiométriques ont été réalisés ce qui, sans parler de véritable analyse statistique des résultats, a néanmoins permis de conférer, sur des bases rationnelles, des valeurs uniques de E_M et de $(p_{LM}^*)_e$, à chacune des trois formations rencontrées.

10.2. Pont de Normandie

Cet ouvrage, inauguré en janvier 1995, permet le franchissement de l'estuaire de la Seine en amont de Honfleur. Il s'agissait, à l'époque, du plus grand pont à haubans du monde. Ses dimensions sont les suivantes :

- travée principale : 856 m ;
- travée Nord : 737,50 m ;
- travée Sud : 547,75 m.

Son tirant d'air est de 55 m et la hauteur des pylônes est de 210 m. Il comporte, en outre, un viaduc d'accès Nord de 15 appuis et un viaduc d'accès Sud de 13 appuis.

La reconnaissance géotechnique a fait l'objet d'un certain nombre de forages carottés avec essais de laboratoire, mais surtout de 60 forages de 55 m de profondeur moyenne dans lesquels ont été réalisés 2500 essais pressiométriques.

Géologiquement, le site est essentiellement constitué d'un dépôt alluvionnaire de sables fins d'environ 15 à 20 m d'épaisseur, d'une couche intermédiaire de silt et de tourbe de 3 à 4 m d'épaisseur, puis d'un dépôt de graves de fond de 8 à 23 m d'épaisseur, l'ensemble reposant sur une série marno-calcaire servant d'assise aux fondations et dont le toit se situe entre les cotes – 25 et – 30 CMH.

Les deux pylônes sont fondés chacun sur deux groupes de 14 pieux forés de 2,10 m de diamètre descendus dans les calcaires, vers 55 m de profondeur, et les appuis des viaducs d'accès sont fondés sur des groupes de 4 à 5 pieux forés de 1,50 m de diamètre descendus dans les calcaires à harpagodes qui constituent le premier niveau du substratum.

Les travaux ayant commencé en 1986, c'est à dire sept ans avant la promulgation du fascicule 62 titre V, les études de fondation ont été conduites selon les règles du FOND72 qui, rappelons-le, reprenait celles de Louis Ménard figurant dans la brochure D/60.

Le tableau XIII fournit les valeurs des tassements calculés selon les méthodes pressiométriques et celles des tassements mesurés.

Tableau XIII. Comparaison des tassements calculés et mesurés

	Tassements (cm)	
	Prévisions	Observations
Piles courantes :		
Viaduc Nord	0,7 à 1,7	0,7 à 1,7
Viaduc Sud	0,7 à 1,7	0,8 à 2,0
Pylônes principaux :		
Nord	3,0 à 5,0	2,3
Sud	3,0 à 5,0	3,5

La concordance entre prévisions et observations est tout à fait correcte. On n'a pas fait figurer dans ce tableau les résultats relatifs aux culées des viaducs d'accès, car les tassements observés (de l'ordre de 4 cm), légèrement supérieurs aux prévisions, sont dus à des frottements négatifs résultant du tassement des couches compressibles sous le poids des remblais d'accès, et dont l'évaluation a été difficile à cerner.

10.3. Centrale nucléaire de Civaux

La Centrale Electro-Nucléaire de Civaux, mise en service en 1999, est la dernière des Centrales nucléaires construites en France. Située dans le département de la Vienne, à 30 kilomètres au Sud de Poitiers, elle comprend deux tranches de 1 400 MW chacune.

Chaque tranche est constituée : d'un îlot nucléaire qui s'inscrit dans un carré de 100 m de coté ; d'un réfrigérant atmosphérique de 75 m de diamètre au sol ; d'un réfrigérant sec ; d'une salle des machines et de divers bâtiments annexes.

L'îlot nucléaire proprement dit est composé :

- du réacteur qui est un cylindre de 50 m de diamètre et dans lequel, comme son nom l'indique, s'effectue la réaction nucléaire (source de chaleur) ;
- de divers bâtiments contigus nécessaires au fonctionnement du réacteur (stockage du combustible, manutention de ce combustible, évacuation des déchets, etc.).

Cet îlot constitue évidemment un ensemble sous haute protection nucléaire.

Géologiquement, le site sur lequel est établie la centrale appartient, au dessous d'une couverture d'alluvions récentes de la Vienne, au Jurassique moyen et plus précisément aux étages du bathonien et du bajocien. Il est donc constitué de formations calcaires ou dolomitiques fortement karstifiées. Les karsts, qui se sont développés à partir de réseaux de diaclases, sont en général remplis d'argiles de décalcification, mais peuvent localement laisser subsister quelques vides.

Electricité de France a rejeté, pour des raisons de sécurité sismique, tout système de fondations sur pieux. L'ensemble des bâtiments de la centrale est donc fondé soit sur radiers (îlot nucléaire), soit sur semelles continues ou circulaires (réfrigérants atmosphériques), soit sur massifs (salle des machines). Les niveaux de ces fondations peuvent être localement assez profonds ou avoir nécessité des substitutions en béton compacté au rouleau (réfrigérants atmosphériques).

Les études géotechniques ont été conduites principalement au pressiomètre puisque l'on a réalisé environ 2500 essais pressiométriques pour la centrale proprement dite, et 620 essais dans le cadre de planches expérimentales d'injection. Un certain nombre d'entre eux a comporté plusieurs cycles de chargement. L'ensemble de tous ces essais a permis de préciser les modules de déformation des différents horizons, y compris des horizons rocheux, et d'établir une modélisation géotechnique du sol dans la zone d'influence de chaque bâtiment.

Cette modélisation a permis une évaluation des tassements par un calcul aux éléments finis réalisé à l'aide du programme CESAR du LCPC.

Les tassements calculés, compris entre 0,5 et 2 centimètres, n'ont pas été atteints puisque les tassements maximaux mesurés restent de l'ordre de quelques millimètres ou du centimètre.

10.4. Viaduc T.G.V. sur le Rhône à Avignon

Il s'agit, en fait, de deux viaducs accolés qui permettent à la ligne T.G.V. de franchir le Rhône à 5 km en aval d'Avignon.

Chacun de ces ouvrages, en légère courbe, d'une longueur de 1500 m environ, comporte 11 travées courantes de 100 m de portée et une travée de rive plus courte coté Ouest. Les travées s'appuient sur 12 piles de 10 à 50 m de hauteur dont cinq sont situées dans le lit du Rhône, chaque ouvrage se raccordant à l'Est sur une estacade d'approche.

Pour préciser, à l'échelle du projet, une géologie au demeurant bien connue et déterminer les caractéristiques géotechniques des sols, il a été réalisé pour les piles courantes, 10 sondages carottés dont cinq dans le lit du Rhône et 16 forages pressiométriques destructifs avec enregistrement de paramètres dont neuf dans le lit du Rhône. Ces derniers forages ont fait l'objet de 437 essais pressiométriques, le service Génie Civil de la S.N.C.F. ayant pris le parti de généraliser les méthodes pressiométriques pour l'étude des fondations en s'appuyant sur le fascicule 62 – titre V.

Les sondages ont confirmé la structure géologique relativement simple représentée par les alluvions grossières du Rhône qui s'appuient sur un substratum marno-calcaire et qui sont recouvertes sur les berges par des limons de débordement.

Le nombre relativement important d'essais pressiométriques a permis de procéder à des analyses statistiques des résultats, ce qui a conduit à définir sept catégories de terrains caractérisées chacune par une valeur unique de E_M et de $(p_{LM}^*)_e$.

Dans le lit du Rhône, les fondations sont constituées par des semelles circulaires de 20 m de diamètre et de 4 m d'épaisseur établies, soit à la partie inférieure des alluvions grossières, soit légèrement encastrées dans le substratum, avec :

E.L.S. : $q' = 1,8 \text{ MPa}$;

E.L.U. : $q' = 2,7 \text{ MPa}$.

Le tassement calculé aux E.L.S. était de 0,6 cm. Un calcul en élasticité pure (Boussinesq) avec $E = \frac{E_M}{\alpha}$ a donné une valeur de 1,4 cm (E.L.S.).

À terre, ce sont des fondations sur pieux de 2,20 m de diamètre, fichés dans le substratum, qui ont été réalisées et pour lesquelles ont été évaluées les forces portantes aux E.L.S. et aux E.L.U., ainsi que les modules de réaction horizontaux et les paliers de plastification.

10.5. Grand viaduc de Millau

Le grand viaduc de Millau inauguré le 17 décembre 2004 est un ouvrage multiaubané de 2,460 km de longueur avec une légère courbure de 20 km de rayon et qui, pour l'heure, détient le record du monde de hauteur puisque la hauteur de la plus haute pile est de 242 m en béton entre le fond de la vallée et le tablier auxquels il faut ajouter les 90 m de pylône en acier supportant les haubans, soit un total de 343 m.

Cet ouvrage exceptionnel comprend six travées principales de 342 m de portée et deux travées de rive de 204 m. Il permet à l'autoroute A.75 de franchir le Tarn qui a creusé sa vallée dans des formations secondaires de calcaires dolomitiques ou marneux.

Sur le versant Nord, les formations calcaires et dolomitiques sont subaffleurantes et recouvertes par une faible épaisseur d'éboulis.

Dans le fond de la vallée et sur le versant Sud, le substratum calcaire ou marneux est recouvert par des éboulis et des colluvions présentant une épaisseur pouvant atteindre 9 à 10 m. Là où le substratum est essentiellement marneux, il présente une zone supérieure plus ou moins altérée.

D'une façon générale, on rencontre à faible profondeur des horizons géologiques à comportement rocheux. C'est pourquoi, eu égard à l'importance de l'ouvrage, le nombre d'essais pressiométriques réalisés a été relativement faible puisque, dans la reconnaissance initiale qui a servi de base d'étude dans les phases APS et APOA, le nombre d'essais pressiométriques n'a été que de 234 et le nombre d'essais dilatométriques en rocher seulement de 10.

En revanche, l'utilisation des résultats des essais pressiométriques a été faite en application rigoureuse du fascicule 62 titre V, en particulier pour l'évaluation des modules de réaction horizontaux des puits de fondation. En effet, les fondations de chaque pile sont constituées d'un groupe de quatre puits dont le diamètre varie, selon les piles de 4 à 4,50 m et dont la base de certains d'entre eux se termine en patte d'éléphant. Les fiches de ces puits, descendues dans les calcaires ou les marnes raides, comptées à partir du dessous de la semelle qui les coiffe, varient dans l'ensemble entre 11 et 17 m, à l'exception de quelques unes qui ne sont que de 7 m. Les dimensions des semelles varient entre 17 x 18 et 21,5 x 22,0 m et les épaisseurs entre 3 et 5 m.

11. Conclusions

Après les remous et contestations qui se sont manifestés au début de la mise en service des premiers pressiomètres, les essais et les méthodes pressiométriques se sont rapidement développés en France dès la fin des années 1960 et, par la suite, dans le monde entier.

D'origine quelque peu empirique, elles ont maintenant, sous la géniale impulsion de Louis Ménard, acquis un droit de cité incontesté dans la plupart des grands pays industrialisés dont certains, comme la France, n'ont pas hésité à les introduire rapidement dans leurs réglementations nationales.

On a essayé de montrer, dans ce rapport, l'évolution des techniques pressiométriques et de leurs méthodes d'utilisation, qui, depuis le début des années 1970 ont permis de dimensionner et de prévoir le comportement des fondations de très grands ouvrages comme le pont de Normandie, la centrale nucléaire de Civaux ou le viaduc de Millau.

Le rôle du pressiomètre dans l'étude de ces grandes réalisations constitue le plus vibrant hommage qui puisse être rendu au génie de Louis Ménard, lequel, face à des rationalismes parfois intransigeants, a toujours su privilégier la méthode expérimentale sans pour autant rejeter l'approche théorique des phénomènes ce qui est finalement l'expression de la véritable pensée scientifique telle que l'évoque le grand philosophe des sciences que fut Gaston Bachelard : « *l'empirisme et le rationalisme sont liés, dans la pensée scientifique, par un étrange lien aussi fort que celui qui unit le plaisir et la douleur.* »

12. Références bibliographiques

- AFNOR (2000) Norme française NF P 94-110-1, Essai pressiométrique Ménard, partie 1 : Essai sans cycle. AFNOR, La Plaine Saint-Denis, France.
- Amar S., Clarke B.G.F., Gambin M., Orr T.L.L. (1991) The application of pressuremeter test results to foundation design in Europe. Part 1: Predrilled Pressuremeters / Self-boring pressuremeters. Utilisation des résultats des essais pressiométriques pour le dimensionnement des fondations en Europe. 1^{ère} partie : Pressiomètre Ménard / Pressiomètre autoforeur. A.A. Balkema, Rotterdam.
- Arsonnet G., Baud J.P., Gambin M. (2005) Réalisation du forage pour essais pressiométriques par un système de tube fendu autoforé (STAFF). *Symposium International ISP5 – Pressio 2005*, vol. 1, Presses de l'ENPC/LCPC, 31-45.
- Baguelin F., Jézéquel J.F. (1973) Le pressiomètre autoforeur. *Annales de l'I.T.B.T.P.*, n° 307-308, Juillet Août, Paris.
- Balay J. (1985) Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction. *Note d'information technique. Laboratoire central des Ponts et Chaussées* – Paris.
- Baud J.P. (1985) Le PAC, pressiomètre assisté par ordinateur. *Revue Travaux* – Mai 1985.
- Baud J.P. (2005) Analyse des résultats pressiométriques Ménard dans un diagramme spectral $(\log \frac{E_M}{p_{LM}} / \log p_{LM}^*)$ et utilisation des regroupements statistiques dans la modélisation d'un site. *Symposium International ISP5 – Pressio 2005*, vol. 1, Presses de l'ENPC/LCPC, 167-174.
- Baud J.P., Gambin M. (2005) Dédution d'une loi hyperbolique unique par compilation de courbes pressiométriques dans un sol de lithologie homogène. *Symposium International ISP5 – Pressio 2005*, vol. 1, Presses de l'ENPC/LCPC, 175-186.
- Bru J.P., Baguelin F., Goulet G., Jaeck G., Jézéquel J.F. (1973) Prévisions de tassement au pressiomètre et constations. *VIII^{ème} congrès international de Mécanique des sols et des travaux de fondations* – Moscou 1973.
- Bustamante M., Gianceselli L. (1985) Coefficients de sécurité liés au calcul des pieux. *XI^{ème} congrès international de Mécanique des sols et des travaux de fondations*, San Francisco, A.A. Balkema.
- Bustamante M., Gianceselli L. (1988) Prévisions de la capacité portante des pieux isolés sous charges verticales. Règles pressiométriques et pénétrométriques. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, mai-juin 1988.
- Cambefort H. (1964) Essai sur le comportement en terrain homogène des pieux isolés et des groupes de pieux. *Annales de l'I.T.B.T.P.*, n° 204-Décembre 1964.

- Canépa Y., Depresles D. (1990a) *Fondations superficielles – Essais de chargement de semelles établies sur une couche de sable en place – station expérimentale de Labenne – Compte rendu des essais*. F.A.E.R. 1.17.02-9 dossier Laboratoire de l'Est Parisien n° 8162.
- Canépa Y., Depresles D. (1990b) *Catalogue des essais de chargement de fondations superficielles réalisés sur sites par les Laboratoire des Ponts et Chaussées*. F.A.E.R. 1.17.02.9 dossier LREP n° 8622 Annexes.
- Cassan M. (1966) Le tassement des pieux. Synthèse des recherches récentes. *Sols-Soils* n° 19-20 et 21, Paris 1966.
- Cassan M. (1978) *Les essais in situ en mécanique des sols*. Tome 2 : applications et méthodes de calcul. Editions Eyrolles, Paris.
- Cassan M., Guendon J.P., Locci J.M. (1991) Contribution à l'étude de l'interaction sol-radier. *X^{ème} congrès européen de Mécanique des sols et de travaux de fondations*, Florence.
- CCTG (1993) Cahier des Clauses Techniques Générales applicables aux marchés publics. Ministère de l'équipement, Paris.
- Combarieu O. (2003) Le tassement des appuis du Pont de Normandie. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 246-247.
- Comes G. (1965) Contribution à la détermination des caractéristiques mécaniques d'une fondation rocheuse. *Travaux*, novembre 1965.
- Cour F., Durand F., Puech A. (2005) Un pressiomètre Ménard de nouvelle génération. *Symposium International ISP5 – Pressio 2005*, vol. 1, Presses de l'ENPC/LCPC, 63-73.
- Dano C., Thorel L., Rault G. (2005) Interprétation des essais au pressiomètre miniature en centrifugeuse. *Symposium International ISP5 – Pressio 2005*, vol. 1, Presses de l'ENPC/LCPC, 247-254.
- Dupla J.C., Canou J. (2005a) Paramètre d'état des sables et essai pressiométrique. *Symposium International ISP5 – Pressio 2005*, vol. 1, Presses de l'ENPC/LCPC, 255-265.
- Dupla J.C., Canou J. (2005b) Propriétés de liquéfaction des sables et essai pressiométrique cyclique. *Symposium International ISP5 – Pressio 2005*, vol. 1, Presses de l'ENPC/LCPC, 267-277.
- Filliat G., Dubus J. (1981) Essais in situ. Appareils de contrôle et de surveillance. In *La pratique des sols et fondations*, sous la direction de G. Filliat, éditions du Moniteur, Paris.
- Frank R., Zhao M. (1982) Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 119, mai-juin 1982.
- Gambin M. Calcul du tassement d'une fondation profonde en fonction des résultats pressiométriques. *Sols-Soils*, n° 7.
- Gambin M. (1990) The history of pressuremeter practice in France. *Pressuremeter, A British geotechnical society symposium (ISP3)* Thomas Telford, London.
- de Josselin de Jong G. (1957) Application of stress functions to consolidation problems. *4th Int. Conf. on Soils Mechanics and Foundation Engineering* (Londres), vol. 1, Butterworths Scientific Publications, 320-323.
- Levasseur S., Malecot Y., Boulon M., Flavigny E. (2005) Analyse inverse d'une courbe pressiométrique par algorithme génétique. *Symposium International ISP5 – Pressio 2005*, vol. 1, Presses de l'ENPC/LCPC, 339-346.
- Massonnet R. (2005) Le pressiomètre sous haute pression. *Symposium International ISP5 – Pressio 2005*, vol. 1, Presses de l'ENPC/LCPC, 81-90.
- Ménard L. (1957) Mesures in situ des propriétés physiques des sols. *Annales des Ponts et Chaussées*, mai-juin 1957, Paris.
- Ménard L. (1959) Compressibilité des sols et tassements des fondations. *Revue du Génie Militaire*, n° 4.
- Ménard L. (1962) Comportement d'une fondation profonde soumise à des efforts de renversement. *Sols-Soils*, n° 3, décembre 1962, Paris.
- Ménard L., Rousseau J. (1962) L'évaluation des tassements : tendances nouvelles. *Sols-Soils*, n° 1, Paris.
- Ménard L. (1963) Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques. *Sols-Soils*, vol. 2, n° 5 et 6, juin et septembre 1963.

- Ménard L., Bourdon G., Houy A. (1964) Etude expérimentale de l'encastrement d'un rideau en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol de fondation. *Sols-Soils*, juin 1964.
- Ménard L. (1971) Le tassement des fondations et les techniques pressiométriques – Bilan après 10 ans de résultats expérimentaux. *Annales de l'I.T.B.T.P.*, décembre 1971.
- Ménard L. (1975) The interpretation of pressuremeter tests results. *Sols-Soils*, n° 26, Paris, révisée par Gambin M. et Rousseau J. (1988) sous le titre « Interpretation and application of pressuremeter test results to foundation design », *Sols-Soils*¹.
- Philipponat G. (1986) Le phicomètre, essai de cisaillement direct in situ. *Revue Française de Géotechnique*, n° 35.
- Rangear D., Hicher P.Y., Zentar R. (2005) Interprétation des essais pressiométriques par analyse inverse. *Symposium International ISP5 – Pressio 2005*, vol. 1, Presses de l'ENPC/LCPC, 361-368.
- Reiffsteck P., Reverdy G., Vincelas G., Sagnard N. (2005) Pressiomètre autoforeur nouvelle génération. *Symposium International ISP5 – Pressio 2005*, vol. 1, Presses de l'ENPC/LCPC, 113-126.
- Talobre J. (1952) *La mécanique des roches*. Editions Dunod, Paris.
- Terzaghi K., Peck R. (1957) *Mécanique des sols appliquée aux travaux publics et au bâtiment*. Traduction J. Baudrillard et C. Mennier, Dunod, Paris,
- Thorel L., Rault G., Gaudin C., Garnier J., Favraud C. (2005) Un pressiomètre miniature pour la caractérisation des massifs de sol en centrifugeuse. *Symposium International ISP5 – Pressio 2005*, vol. 1, Presses de l'ENPC/LCPC, 127-142.
- Varaksin S., Hamidi B., Dhiver E. (2005) Pressuremeter techniques to determine self bearing level and surface strain for granular fills after dynamic compaction. *Symposium International ISP5 – Pressio 2005*, vol. 1, Presses de l'ENPC/LCPC, 687-695.

¹ Cette brochure a été mise à jour par APAGEO – SEGELM (1996) en tenant compte du fascicule 62 titre V du CCTG du Ministère de l'Equipement (France).